

PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
Lehrstuhl für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

30-0108/3-4

TECHNISCHE UNIVERSITÄT  
BRAUNSCHWEIG

3300 Braunschweig, den 01.04.1985

## Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

Teil 3: Innerer Zwang in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen in-  
folge Abkühlung

Forschungsbericht

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy  
Dipl.-Ing. J. Scheuermann

Februar 1985

Gefördert von der Stiftung Volkswagenwerk. Az.: I/38 044

Postsendungen:  
3300 Braunschweig, Beethovenstraße 52  
Fernschreiber: 9 52 698 ibsto d  
Erfüllungsort und Gerichtstand Braunschweig

Fernsprecher:  
391 5421  
Ortskennzahl 0531  
Kommt keine Verbindung zustande  
bitte 391 5431 wählen

Besuchszeiten:  
Montag bis Freitag 9 - 16 Uhr

# Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

## Gliederung

- Teil 1      Problemstellung und Versuchsprogramm
- Teil 2      Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Baustoffe
- Teil 3      Innerer Zwang in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen  
infolge Abkühlung
- Teil 4      Verbundspannungen bei tiefen Temperaturen
- Teil 5      Dehnsteifigkeit und Rißbildung bei tiefen Temperaturen
- Teil 6      Verformungsverhalten von Wandausschnitten bei tiefen  
Temperaturen
- Teil 7      Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei  
sehr tiefen Temperaturen

## Inhaltsverzeichnis

1. EINLEITUNG
2. BAUSTOFFE, PROBEKÖRPER UND VERSUCHSPROGRAMM
3. VERSUCHSEINRICHTUNG UND -DURCHFÜHRUNG
4. VERSUCHSERGEBNISSE
  - 4.1 Thermische Dehnung der Baustoffe
  - 4.2 Zwängung bei wassergelagerten Stahlbetonproben
  - 4.3 Zwängung bei versiegelten Stahlbetonproben
5. ANALYTISCHE BESCHREIBUNG DER ZWÄNGUNG
6. ZUSAMMENFASSUNG
7. LITERATUR

## 1. EINLEITUNG

Für den Bereich normaler Temperaturen ist es im Stahl- und Spannbetonbau berechtigt, vom identischen Temperaturdehnverhalten des Betons und des mit ihm im Verbund liegenden Bewehrungsstahles auszugehen. Die DIN 1045 Abs. 16.5 gibt daher an: "Als Temperaturdehnzahl ist für den Beton und die Stahleinlagen  $\alpha_T = 10^{-5} \text{K}^{-1}$  anzunehmen, wenn nicht im Einzelfall für den Beton ein anderer Wert durch Versuche nachgewiesen wird." Die Voraussetzung der gleichen Temperaturdehnzahl muß allerdings für den Bereich tiefer Temperaturen fallengelassen werden.

Bild 1 zeigt das thermische Dehnverhalten des hier verwendeten Betons B25 nach unterschiedlichen Lagerungsarten und des verwendeten Bewehrungsstahles BSt 420/500 RU, Ø 16 mm für den Bereich tiefer Temperaturen, vgl. hierzu auch die Versuchsergebnisse des 2. Teiles dieser Forschungsarbeit /1/. Das hier dargestellte Temperaturdehnverhalten kann sowohl für alle üblichen Spann- und Bewehrungsstähle als auch für Normalbeton bei den hier angegebenen Lagerungsbedingungen als typisch bezeichnet werden. Demnach bestehen im Tieftemperaturbereich zwischen den thermischen Dehnungen von Betonstahl und denen von Beton beträchtliche Unterschiede, wobei diese Dehnungsdifferenz i.w. von der Feuchtigkeit des Betons beeinflußt wird.

Die Verbundwerkstoffe Spannbeton und Stahlbeton beruhen auf der Voraussetzung des zuverlässigen Verbundes zwischen Bewehrungs- bzw. Spannstahl und dem diese umgebenden Beton bzw. Einpreßmörtel. Dies gilt sowohl für den Gebrauchszustand als auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Somit dürfen die zuvor dargestellten thermischen Dehnungsdiskrepanzen zwischen Beton und Stahleinlage im Tieftemperaturbereich nicht auftreten, da sie durch die Wirkung des Verbunds behindert werden. Aus der Behinderung der thermischen Dehnungen resultiert ein innerer Zwang,

der eine erhebliche Vorbelastung des Verbundes, zusätzliche Zugspannungen im Bewehrungsstahl (Selbstvorspannung) und entsprechende Druckspannungen im Beton hervorrufen kann.

Über erste Versuchsergebnisse zur Bestimmung des inneren Zwanges in Stahlbetonbauteilen infolge unterschiedlicher Temperaturdehnzahlen bei Abkühlung wird in /2/ berichtet. In dieser Forschungsarbeit sollen zu diesem Problem erste systematische Untersuchungen durchgeführt werden, wobei sich die Materialparameter an die der Untersuchungen im Teil 2 dieser Arbeit /1/ anlehnen.

## 2. BAUSTOFFE, PROBEKÖRPER UND VERSUCHSPROGRAMM

Bei den Versuchen zur Bestimmung des inneren Zwanges in Stahlbetonbauteilen infolge Abkühlung wurden die Baustoffe verwendet, über deren Tieftemperatureigenschaften bereits in Teil 2 dieser Arbeit /1/ berichtet wurde. Dabei wurde, wie bereits berichtet, ein Beton ausgewählt, der zum einen eine mittlere Festigkeit aufweist, zum anderen aber im thermischen Dehnverhalten dem eines Betons mit hoher Festigkeit weitgehend ähnelt. Folgende Baustoffe wurden verwendet:

- a) PZ-Beton B25 mit einem Mischungsverhältnis 1 : 6,4 : 0,8 GT
- b) Betonstahl BSt 420/500 RU Ø 16 mm mit  $f_R = 0,067$
- c) Betonstahl BSt 420/500 RU Ø 16 mm mit  $f_R = 0,058$

Um auf Stahlbetonbauteile übertragbare Versuchsergebnisse zu ermitteln, wurden die Versuchskörper so ausgebildet, daß sie zum einen eine repräsentative Größe und zum anderen einen üblichen Bewehrungsgrad aufwiesen. Weiter sollte die Form des Probekörpers eine einfache Geometrie aufweisen, damit die auftretenden Zwangskräfte direkt meßbar waren. Daher wurde ein Betonzylinder gewählt mit einem Durchmesser von 15 cm und einer Höhe von 1,0 m. Die Bewehrung, ein Betonstahl mit einem Durchmesser von 16 mm wurde mittig in diesem Betonzylinder angeordnet. Für diesen Stahlbetonzylinder ergibt sich folgender Bewehrungsgrad:

$$\mu = \frac{16^2}{150^2 - 16^2} \cdot 100 = 1,15 \%$$

Für den hier verwendeten Beton weisen die Versuche zum thermischen Dehnverhalten im Tieftemperaturbereich, vgl. Teil 2 dieser Forschungsarbeit /1/, bei Normallagerung und bei versiegelter Lagerung nur geringe Unterschiede auf, siehe auch Bild 1. Aus diesem Grunde wurde bei den hier anstehenden Versuchen die Lagerungsbedingungen auf Lagerung der Probekörper in Folie und Lagerung unter Wasser beschränkt. Je Lagerungsart und je Beton-

stahlsorte wurde ein Betonzylinder mit mittig einbetoniertem Bewehrungsstab zur Bestimmung des inneren Zwanges infolge Abkühlung hergestellt. Weiter wurde ein unbewehrter Betonzylinder je Lagerungsart zur Bestimmung des zwängungsfreien thermischen Dehnverhaltens des Betons benötigt.

Das vorgesehene Versuchsprogramm zur Bestimmung des inneren Zwanges in Stahlbetonbauteilen infolge Abkühlung berücksichtigt also neben dem Einfluß der Lagerungsart der Probekörper den Einfluß der Oberflächenprofilierung der verwendeten Bewehrungsstähe. Die Ausbildung, Bezeichnung und die Lagerungsart der Versuchskörper ist in Bild 2 dargestellt.

### 3. VERSUCHSEINRICHTUNG UND -DURCHFÜHRUNG

Zur Messung der auftretenden Zwangsdehnungen wurden auf dem Bewehrungsstab 7 tieftemperaturgeeignete Cu-Ni-Dehnmeßstreifen angeordnet. Um dabei den Verbund zwischen Beton und Stahleinlage möglichst wenig zu stören, wurden die DMS im Bereich der Längsrippen aufgeklebt, so daß die tragende Rippenfläche des Bewehrungsstabes im Bereich der Meßpunkte nicht verändert werden mußte. Die genaue Lage der Meßpunkte auf dem Bewehrungsstab und die Ausbildung der Meßpunkte ist in den Bildern 3 bis 5 dargestellt. Durch die unsymmetrische Anordnung der DMS und durch den symmetrischen Eigenspannungszustand ergibt sich zur Ermittlung der Spannungen im Einleitungsbereich ein Meßrastrer von 2,5 cm. Zur Temperaturkontrolle wurde neben jedem DMS ein Thermoelement aufgepunktet.

Auf die Oberfläche der Betonzylinder wurden nach Abschluß der Lagerungszeit von  $t \geq 120$  Tage und unmittelbar vor dem Versuch je 2 tieftemperaturgeeignete DMS aufgeklebt. Außerdem wurden Meßplättchen für die Dehnungsmessung mit einem Setzdehnungsmesser aufgebracht; dafür wurden 3 Meßlängen jeweils mit einer Basislänge von 10 cm gewählt. Auch hier wurde zur Temperaturkontrolle neben jedem DMS und neben jeder Meßlänge für die Setzdehnungsmessung ein Thermoelement unmittelbar unter der Betonoberfläche angeordnet. Diese Meßtechnik wurde sowohl an den unbewehrten Betonzylindern zur Bestimmung der zwangsfreien thermischen Betondehnungen wie an den bewehrten Betonzylindern zur Bestimmung der Betonzwangsdehnungen angewendet.

Die verwendeten tieftemperaturgeeigneten Stahldehnmeßstreifen waren werksmäßig für einen Nickelstahl temperaturkompensiert. Somit mußten quasi zur Eichung der Stahl-DMS sowie der Thermoelemente in Vorversuchen für jeden DMS Nulllinien für den Temperaturbereich  $+20^{\circ}\text{C}$  bis  $-170^{\circ}\text{C}$  erstellt werden. Bei der Ver-



suchsdurchführung zur Bestimmung des inneren Zwanges kann dann die Zwängung des Bewehrungsstahles direkt aus der Differenz der Nulllinie und des Meßergebnisses ermittelt werden.

Die Eliminierung der scheinbaren Dehnung der Beton-DMS infolge Temperaturänderung erfolgt durch zusätzliche Beton-DMS (Ausgleichsstreifen), die auf einen Quarzstab aufgeklebt waren und in der Kältekammer mit abgekühlt wurden. Somit wiesen während der Versuchsdurchführung Beton-DMS und Ausgleichsstreifen die gleiche Temperatur auf. Da Quarz im hier untersuchten Tieftemperaturbereich maximal eine absolute Dehnung von 0,025‰ aufweist, vgl. /3/, und somit vernachlässigt werden konnte, ergab sich die thermische Betondehnung aus der Differenz der Meßwerte der Beton-DMS und des Ausgleichsstreifens. Zur Kontrolle der Betondehnungsmessung durch die DMS wurde zusätzlich die Betondehnung an der Oberfläche des Verbundkörpers mit Hilfe eines 10 cm-Setzdehnungsmessers gemessen. Die Messung erfolgte durch kurzfristiges Öffnen der Kammertür, wodurch, wie frühere Vergleichsmessungen gezeigt haben, die Meßergebnisse nicht verfälscht wurden.

Mit einem Quarzglasdilatometer sollte an einer Stirnseite des Verbundkörpers die Stabendverschiebung des Bewehrungsstabes gegenüber dem umgebenden Beton gemessen werden. Bei der Durchführung der Versuche stellte sich allerdings heraus, daß eine solche Messung durch das vorgesehene Meßprogramm behindert wurde. Das Öffnen der Kammer zur Messung der Betondehnung mit dem Setzdehnungsmesser führte zwar nur zu kleinen mechanischen Störungen und zu nur geringfügigen Vereisungen am Dilatometer durch Kondensat, wegen der erforderlichen großen Auflösung des Meßergebnisses aber wurden die gewonnenen Meßwerte der Stabendverschiebung unbrauchbar.

Zur Versuchsdurchführung wurden jeweils ein Verbundkörper mit einbetoniertem mittigen Bewehrungsstab und ein entsprechender

unbewehrter Dehnkörper in eine Kältekammer gestellt und stufenweise abgekühlt. Als Kühlmedium wurde Flüssigstickstoff verwendet, der mit Hilfe eines Propellers im Kühlraum zerstäubt wurde. Die Abkühlgeschwindigkeit wurde mit  $1,0\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{min.}$  eingestellt. Durch die Festlegung der Abkühlgeschwindigkeit und durch die Festlegung der Meßzyklen konnte erreicht werden, daß die maximal auftretende Temperaturdifferenz an ungünstigster Stelle im Probekörper weniger als  $\vartheta \leq 10\text{ }^{\circ}\text{C}$  betrug, so daß Eigenspannungen im Probekörper infolge Temperaturdifferenzen nur vernachlässigbare Größenordnungen erreichten.

Die Dehnungsmessung erfolgte, sobald an ungünstigster Stelle die Temperaturdifferenz zwischen Betonoberfläche und Bewehrungsstahl weniger als  $\Delta\vartheta \leq 3\text{ }^{\circ}\text{C}$  betrug. Die jeweilige Prüftemperatur wurde mit  $\vartheta = +20, \pm 0, -20, -30, -40, -50, -60, -75, -100, -130, -165\text{ }^{\circ}\text{C}$  festgelegt.

## 4. VERSUCHSERGEBNISSE

### 4.1 Thermische Dehnung der Baustoffe

Wie bereits oben beschrieben, behandelt der 2. Teil dieses Forschungsberichtes /1/ ausführlich die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe für den Bereich tiefer Temperaturen. Da das zwängungsfreie thermische Dehnverhalten der Einzelbaustoffe für die Untersuchungen zur Bestimmung der Eigenspannungen in Stahlbetonbauteilen infolge Abkühlung dringend erforderlich ist, sollen die wesentlichen Ergebnisse hier kurz wiederholt dargestellt werden.

Der Temperatureausdehnungskoeffizient von Bewehrungsstahl BSt 420/500 RU wird durch sinkende Temperaturen nur wenig beeinflusst. Die hier untersuchten Betonstahlsorten wiesen einheitlich bei einer Temperaturabsenkung von  $+20^{\circ}\text{C}$  auf  $-170^{\circ}\text{C}$  eine thermische Dehnung (Verkürzung) von  $\epsilon_{s\sigma} = -1,82\text{‰}$  auf, siehe Bild 1.

Ein entsprechend einheitliches thermisches Dehnverhalten unterschiedlicher Betone im Bereich tiefer Temperaturen gibt es nicht. Hier übt der momentane Feuchtigkeitsgehalt der untersuchten Betonprobe einen entscheidenden Einfluß aus. Bei den durchgeführten Versuchen zu den Betoneigenschaften bei tiefen Temperaturen wurde der Feuchtigkeitsgehalt sowohl durch den W/Z-Faktor als auch durch die Lagerungsbedingungen beeinflusst. Für Folienlagerung und Normallagerung (20/65) beeinflusst der W/Z-Faktor das thermische Dehnverhalten des Betons nur unbedeutend; bei diesen Lagerungsarten zeigen die Betone ein nahezu lineares thermisches Dehnverhalten. Werden die Betonproben unter Wasser gelagert, so verändert sich das thermische Dehnverhalten gegenüber dem zuvor beschriebenen entscheidend. Gegenüber der linearen Verkürzung bei Folien- oder Normallagerung tritt bei Wasserlagerung im Temperaturbereich  $-20^{\circ}\text{C}$  bis  $-60^{\circ}\text{C}$  eine Expansion auf. Die Größe dieser Expansion wird wesentlich vom W/Z-

Faktor beeinflusst. Diese Erscheinung kann durch die infolge des W/Z-Faktors veränderte Porosität und dem hierdurch beeinflussten Wasseraufnahmevermögen der Betonprobe erklärt werden, siehe hierzu /4/. Bei Temperaturen unterhalb  $-60^{\circ}\text{C}$  weisen auch wassergelagerte Betone wieder ein nahezu lineares thermisches Dehnverhalten auf, siehe Bild 1.

Das einheitliche und reproduzierbare thermische Dehnverhalten von Betonstahl im Bereich tiefer Temperaturen ermöglicht es, die Veränderung des Temperatúrausdehnungskoeffizienten mit fallender Temperatur mathematisch zu approximieren, vgl. Gleichung (13) in /1/. Damit sind die thermischen Verformungen des Betonstahls BSt 420/500 RU für den Temperaturbereich  $+20^{\circ}\text{C}$  bis  $-170^{\circ}\text{C}$  auch ohne Versuche zuverlässig bestimmbar.

Das thermische Dehnverhalten von Beton wird entscheidend vom momentanen Feuchtigkeitsgehalt aber auch von der Porosität und der Porenradialverteilung sowie der Betonfestigkeit beeinflusst. Eine mathematische Approximierung erscheint z.Z. nur für versiegelte und normalgelagerte Betonproben möglich, da bei Wassergelagerung die Abhängigkeit der Expansion im Temperaturbereich  $-20^{\circ}\text{C}$  bis  $-60^{\circ}\text{C}$  noch nicht formuliert werden kann. Aus diesen Gründen ist eine allgemeingültige mathematische Beschreibung des thermischen Dehnverhaltens von Beton nicht möglich.

#### 4.2 Zwängung bei wassergelagerten Stahlbetonproben

Die ausgewerteten Versuchsergebnisse zur Bestimmung des inneren Zwanges in Stahlbetonbauteilen bei Abkühlung sind für die unter Wasser gelagerten Probekörper in den Bildern 6 bis 10 und in der Tabelle 1 dargestellt.

Die Bilder 6 und 8 zeigen das thermische Dehnverhalten der Bewehrungsstäbe BSt 420/500 RU,  $\emptyset 16\text{ mm}$ ,  $f_R = 0,067$  und  $0,058$ . Die gestrichelten Linien gelten für den nicht einbetonierten,

zwangsfreien Bewehrungsstahl. Wie schon bei den Materialuntersuchungen beschrieben, vgl. Abs. 4.1, konnten bei den hier verwendeten Stahlsorten nur sehr geringe Unterschiede im thermischen Dehnverhalten im Bereich tiefer Temperatur festgestellt werden. Die durchgezogenen Linien gelten für die im Verbundkörper gemessenen Stahldehnungen.

Entgegen der bei Abkühlung nahezu linearen Verkürzung des nicht einbetonierten Bewehrungsstahles, wird dem Bewehrungsstahl in Verbundkörpermitte durch die Expansion des Betons bei Wasserlagerung im Temperaturbereich  $-20^{\circ}\text{C}$  bis  $-60^{\circ}\text{C}$  eine positive Dehnung aufgezwungen. Im Anschluß an diesen Temperaturbereich erfolgt auch für den Bewehrungsstahl im Verbundkörper bei weiterer Temperaturabsenkung eine nahezu lineare und parallele Verkürzung.

Die Stahl-DMS 1, 2, 3, 6 und 7 liegen in der Nähe der Stirnflächen des Verbundkörpers und damit im Einleitungsbereich. Im Einleitungsbereich liegt verschieblicher Verbund vor, so daß durch den Verbundschlupf die Zwangsdehnungen abgebaut werden können. Die Stahlspannungen infolge thermischer Zwängung wachsen somit von 0 an der Betonoberfläche bis zur vollen Zwangsspannung im Betoninneren an. Im Inneren des Betonzylinders, an den Meßstellen 4 und 5, liegt unverschieblicher Verbund vor, so daß aus der thermischen Dehnungsdifferenz zwischen Beton und Stahl direkt die Zwangsspannung ermittelt werden kann.

Die Bilder 7 und 9 zeigen das zwangsfreie thermische Dehnverhalten des Bewehrungsstahles und des wassergelagerten Betons sowie die für den Mittenbereich des Verbundkörpers maßgebende mittlere Zwangsdehnung des Stahles und des Betons. Zwischen der an der Betonoberfläche gemessenen Betondehnung und der mittleren Dehnung des Bewehrungsstahles der Verbundkörper TE1 und TE2 ergibt sich jeweils eine gute Übereinstimmung. Dies zeigt an, daß

im Mittenbereich der Verbundkörper voller Verbund und Dehnungsebenheit vorliegt.

Die Größe der Expansion des Betons wird i.w. vom Feuchtegehalt des Probekörpers bestimmt. Da bei den hier untersuchten Verbundkörpern TE1 und TE2 der Feuchtegehalt nur einen unbedeutenden Unterschied aufwies, vgl. Bild 2, erfuhren beide Körper im Temperaturbereich  $-20^{\circ}\text{C}/-60^{\circ}\text{C}$  die gleiche thermische Ausdehnung. Die maximale Zwangsbeanspruchung ist mit der maximalen Expansion des Betons bei ca.  $-60^{\circ}\text{C}$  erreicht.

In Bild 10 sind die thermischen Zwangsspannungen entlang des Bewehrungsstahles für die Verbundkörper TE1 und TE2 bei Temperaturen von  $-100^{\circ}\text{C}$  und  $-165^{\circ}\text{C}$  aufgetragen. Diese Zwangsspannungen  $\sigma_s$  ergeben sich aus der Differenz der zwangsfreien Stahldehnung  $\epsilon_s(\vartheta)$  und der Zwangsdehnung  $\epsilon_{s\vartheta}$ , multipliziert mit dem jeweils temperaturabhängigen Elastizitätsmodul  $E_s(\vartheta)$ :

$$\sigma_s(\vartheta) = [\epsilon_{s\vartheta} - \epsilon_s(\vartheta)]E_s(\vartheta) \quad (1)$$

vgl. Bild 19. Für die beiden ausgewerteten Temperaturen treten, wie oben beschrieben, keine wesentlichen Änderungen in der Größe der Zwangsbeanspruchung auf. Beachtet man, daß beim Verbundkörper TE2 die Dehnmeßstreifen an den Meßstellen 3 und 6 ausgefallen sind, so ergibt sich infolge unterschiedlicher Stahlprofilierung kein wesentlicher Unterschied für die Einleitung der Zwangsbeanspruchung.

Bei beiden Verbundkörpern zeigt sich nach Bild 10, daß sowohl bei  $-100^{\circ}\text{C}$  als auch bei  $-165^{\circ}\text{C}$  nach ca. 100 bis 125 mm von der Stirnfläche voller Verbund (volle Zwangsbeanspruchung) herrscht.

Die wesentlichen Versuchsergebnisse sind für die Temperaturen  $-100^{\circ}\text{C}$  und  $-165^{\circ}\text{C}$  in der Tabelle 1 zusammengefaßt. Hierin bedeuten, vgl. auch Bild 19:

- $\bar{\epsilon}_{s\vartheta}, \bar{\epsilon}_{b\vartheta}$  : Zwangsdehnung des Bewehrungsstahles und des Betons infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens
- $\epsilon_{b\vartheta} = \epsilon_{s\vartheta}$  : Resultierende thermische Dehnung von Beton und Bewehrungsstahl im Verbundkörper bei starrem Verbund
- $\sigma_b, \sigma_s$  : Beton- und Stahlspannung infolge thermischer Zwängung
- $\Delta \epsilon_{b\vartheta}^*$  : Differenz der thermischen Betondehnung infolge unterschiedlicher Feuchte der Verbundkörper und der Betonzylinder, vgl. Bilder 17 und 18
- $\epsilon_s(\vartheta), \epsilon_b(\vartheta)$  : zwangsfreie thermische Stahl- und Betondehnung

Die Zwangsspannungen wurden dabei wie folgt ermittelt:

$$\sigma_s = \bar{\epsilon}_{s\vartheta} \cdot E_s(\vartheta) \quad (2)$$

$$\sigma_b = [\epsilon_{b\vartheta} - \epsilon_b(\vartheta) - \Delta \epsilon_{b\vartheta}^*] E_b(\vartheta) = \bar{\epsilon}_{b\vartheta} E_b(\vartheta) \quad (3)$$

Wegen  $E_b(\vartheta)$  und  $E_s(\vartheta)$  siehe Tabelle 2.

Eine Korrektur der Betondehnung wurde erforderlich, da nach den Versuchen festgestellt wurde, daß besonders bei den unter Wasser gelagerten Probekörpern z.T. erhebliche Unterschiede in der relativen Feuchte der Betonzylinder (TE3) und der Verbundzylinder (TE1 und TE2) trotz gleicher Lagerungsart und -dauer eingetreten waren, vgl. Bild 2. Daher wurden nach der Durchführung der Versuche repräsentative Zylinderviertel mit einer Höhe von 16 cm aus der Mitte der Probekörper herausgebrochen, siehe Bild 16. An diesen Stücken wurde dann das zwängungsfreie thermische Dehnverhalten im Dilatometer bestimmt, siehe Bilder 17 und 18. Die bei der Gegenüberstellung der Verbundkörper und der Betonzylinder infolge unterschiedlicher Feuchte zu berücksichtigende Dehnungsdifferenz  $\Delta \epsilon_{b\vartheta}^*$  ist in den Bildern eingezeichnet.

Wie aus Tabelle 1 ersichtlich, erreichen die gemessenen thermischen Zwangsdehnungen des Bewehrungsstahles bei wassergelagerten

Proben ca. 1‰. Damit ergeben sich Stahlzugspannungen infolge unterschiedlicher thermischer Dehnung in der Größe von 200 bis 240 N/mm<sup>2</sup>, die zugehörigen Betondruckspannungen erreichen 4,0 N/mm<sup>2</sup>. Bei unter Wasser gelagerten Stahlbetonbauteilen wird diese Zwangsbeanspruchung bei Temperaturen unterhalb -60 °C erreicht.

Tabelle 1: Ermittlung der Zwangsspannungen aus den gemessenen Zwangsdehnungen  $\sigma_s$  nach Gleichung (2),  $\sigma_b$  nach Gleichung (3)

$\vartheta$	Lagerung	unter Wasser		in Folie	
[°C]	Versuchsbez.	TE1	TE2	TE4	TE5
-100	$\bar{\epsilon}_{s\vartheta}$ [‰]	0,929	1,029	0,148	0,177
	$\epsilon_{b\vartheta}$ [‰]	-0,47	-0,47	-1,06	-1,09
	$\Delta\epsilon_{b\vartheta}^*$ [‰]	-0,26	-0,20	~0	-0,09
	$\bar{\epsilon}_{b\vartheta}$ [‰]	-0,03	-0,09	-0,04	~0
	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	197,0	218,2	31,4	37,5
	$\sigma_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-1,30	-3,90	-1,44	~0
-165	$\bar{\epsilon}_{s\vartheta}$ [‰]	0,907	1,041	0,140	0,15
	$\epsilon_{b\vartheta}$ [‰]	-1,04	-1,05	-1,71	-1,57
	$\Delta\epsilon_{b\vartheta}^*$ [‰]	-0,26	-0,20	~0	-0,12
	$\bar{\epsilon}_{b\vartheta}$ [‰]	~0	-0,07	~0	-
	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	208,5	239,3	32,2	34,5
	$\sigma_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	~0	4,2	~0	~0



#### 4.3 Zwängung bei versiegelten Stahlbetonproben

Die Versuchsergebnisse zur Bestimmung des inneren Zwanges in Stahlbetonbauteilen bei Abkühlung sind für die in Folie gelagerten Probekörper in den Bildern 11 bis 15 und in der Tabelle 1 dargestellt.

Die Bilder 11 und 13 zeigen das thermische Dehnverhalten der Bewehrungsstäbe BSt 420/500 RU,  $\varnothing$  16 mm,  $f_R = 0,067$  und  $0,058$ . Die gestrichelten Linien gelten für den nicht einbetonierten, zwangsfreien Bewehrungsstahl. Wie schon oben beschrieben, konnten bei den hier verwendeten Stahlsorten keine Unterschiede im thermischen Dehnverhalten festgestellt werden. Die durchgezogenen Linien gelten für die im Verbundkörper gemessenen Stahldehnungen. Da die Expansion des Betons im Temperaturbereich  $-20^\circ\text{C}$  bis  $-60^\circ\text{C}$  bei versiegelt gelagerten Proben wesentlich geringer ausfällt als bei den zuvor geschilderten Versuchsergebnissen an wassergelagerten Proben, vgl. auch Bild 1, werden dem Bewehrungsstahl im Verbundkörper der versiegelten Proben gegenüber dem bei Wasserlagerung nur geringe positive Dehnungen aufgezungen. Die thermischen Dehnungen des Bewehrungsstahles im Verbundkörper bei versiegelter Lagerung weist somit nur geringe Unterschiede von der bei Abkühlung nahezu linearen Verkürzung des nicht einbetonierten Bewehrungsstahles auf.

Die Stahldehnungen im Einleitungsbereich mit verschieblichem Verbund werden an den Meßstellen 1, 2, 3, 6 und 7 gemessen, die im Inneren des Verbundkörpers an den Meßstellen 4 und 5 gemessenen Stahldehnungen zeigen die volle Zwangsbeanspruchung an. Hier liegt starrer Verbund vor, vgl. auch Abs. 4.2.

In den Bildern 12 und 14 sind die resultierenden Dehnungen des Betons dargestellt. Diese wurden mit DMS und mit Setzdehnmessern an der Oberfläche des Verbundkörpers und des Betonzylinders gemessen. Wegen des nur geringen thermischen Zwanges in-

folge Abkühlung bei versiegelten Stahlbetonproben fallen die Meßergebnisse für die zwängungsfreie Betondehnung und die Betonzwangsdehnung fast zusammen. Ein Unterschied in den Betondehnungen bei Folienlagerung zwischen Zwängung und zwangsfrei war nicht meßbar. Auf eine Darstellung der Versuchsergebnisse entsprechend den wassergelagerten Proben mit Zwangsdehnungen und zwangsfreien thermischen Dehnungen des Betons sowie des Bewehrungsstahles wurde wegen der nur geringen Unterschiede verzichtet, die Kurven würden übereinanderfallen.

In Bild 15 sind die thermischen Zwangsspannungen entlang des Bewehrungsstahles für die Verbundkörper TE4 und TE5 bei Temperaturen von  $-100^{\circ}\text{C}$  und  $-165^{\circ}\text{C}$  aufgetragen. Die Zwangsspannungen  $\sigma_s$  wurden dabei nach Gleichung (1) ermittelt. Wie schon aus den Bildern 11 und 13 erkennbar, wirkt der volle Zwang bereits ab Temperaturen unter  $-50^{\circ}\text{C}$ . Daher unterscheiden sich die Zwangsspannungen entlang des Bewehrungsstabes bei Temperaturen  $-100^{\circ}\text{C}$  und  $-165^{\circ}\text{C}$  nur unwesentlich. Da das thermische Dehnverhalten des Betons infolge ähnlicher Feuchte bei beiden Verbundkörpern TE4 und TE5 in etwa gleicher Größe ausfällt, treten bei den Zwangsbeanspruchungen infolge Abkühlung nur geringe Unterschiede auf. Bei beiden Verbundkörpern weist Bild 15 aus, daß sich sowohl bei  $-100^{\circ}\text{C}$  als auch bei  $-165^{\circ}\text{C}$  die volle Zwangsbeanspruchung bereits nach 50 bis 75 mm von den Stirnflächen aufgebaut hat.

Die wesentlichen Versuchsergebnisse der Zwangsuntersuchungen an versiegelten Stahlbetonkörpern sind für die Temperaturen  $-100^{\circ}\text{C}$  und  $-165^{\circ}\text{C}$  in der Tabelle 1 zusammengefaßt. (Wegen der Bezeichnungen und Berechnungen siehe Abs. 4.2.) Auch aus den in Folie gelagerten Proben wurden nach den Zwangsversuchen Bruchstücke herausgebrochen, an denen im Dilatometer die zwangsfreie thermische Betondehnung sowohl für den Verbundkörper als auch für den Betonzylinder bestimmt wurde. Diese Ergebnisse sind in den Bildern 17 und 18 dargestellt. Für die in Folie gelagerten Pro-

ben sind die Dehnungsdifferenzen  $\Delta \varepsilon_{bg}^*$  wesentlich geringer als die bei den wassergelagerten Proben. Hier zeigen die versiegelt gelagerten Betone der Verbundkörper und des Betonzylinders nahezu gleiches thermisches Dehnverhalten.

Wie aus Tabelle 1 ersichtlich, erreichen die gemessenen thermischen Zwangsdehnungen des Bewehrungsstahles bei in Folie gelagerten Proben ca. 0,15‰. Damit ergeben sich Stahlzugspannungen infolge unterschiedlicher thermischer Dehnung in der Größe von ca. 35 N/mm<sup>2</sup>, die zugehörigen Betondruckspannungen sind gering. Bei versiegelt gelagerten Stahlbetonbauteilen liegt diese Zwangsbeanspruchung bei Temperaturen unterhalb -50 °C vor.

## 5. ANALYTISCHE BESCHREIBUNG DER ZWÄNGUNG

Bei der Abkühlung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen werden durch das unterschiedliche thermische Dehnverhalten von Beton und Stahl Zwangskräfte im Stahl und Beton hervorgerufen. Die Größe dieser Zwangsbeanspruchung wird i.w. von der Betonexpansion im Temperaturbereich von  $-20^{\circ}\text{C}$  bis  $-60^{\circ}\text{C}$  beeinflusst. Diese Expansion wiederum ist abhängig von der Feuchte des verwendeten Betons. Eine Beschreibung des thermischen Dehnverhaltens von Beton unter Einschluß der wesentlichen Abhängigkeiten wie Feuchte, Porosität und Porenradienverteilung ist bisher noch nicht gelungen. Somit kann eine analytische Lösung zur Bestimmung der Zwangsbeanspruchung von Stahlbetonbauteilen nur dann gelingen, wenn für den verwendeten Beton das thermische Dehnverhalten für den betrachteten Temperaturbereich im Versuch bestimmt worden ist. Alle anderen zur analytischen Lösung erforderlichen Materialkenngrößen können bei RT bestimmt werden und mit den bekannten Abhängigkeiten nach /1/ für die jeweilige Tieftemperatur umgerechnet werden.

Unter Voraussetzung der in Bild 20 angegebenen Gleichgewichtsbedingungen und Vereinbarungen können die thermischen Zwangsbeanspruchungen für einen langen Betonzylinder mit mittigem Bewehrungsstab hergeleitet werden. Bei Voraussetzung unverschieblichen Verbundes, der bei einem langen, mittig bewehrten Betonzylinder außerhalb des Einleitungsbereichs vorliegt, ergeben sich die Stahlzugspannungen und die Betondruckspannungen infolge unterschiedlicher thermischer Dehnung wie folgt:

a) Gleichgewicht

$$A_s \cdot \sigma_s(\vartheta) = -A_b \sigma_b(\vartheta) \quad (4)$$

b) Verträglichkeit

$$\epsilon_{s\vartheta} = \epsilon_{b\vartheta} \quad (5)$$

mit 
$$\mu = \frac{A_s}{A_b} \quad , \quad n(\vartheta) = \frac{E_s(\vartheta)}{E_b(\vartheta)}$$

und 
$$\sigma_s(\vartheta) = \bar{\epsilon}_{s\vartheta} \cdot E_s(\vartheta) \quad (6)$$

$$\sigma_b(\vartheta) = \bar{\epsilon}_{b\vartheta} \cdot E_b(\vartheta) \quad (7)$$

ergibt sich

$$\sigma_s(\vartheta) = \frac{E_s(\vartheta)}{1 + \mu n(\vartheta)} [\epsilon_b(\vartheta) - \epsilon_s(\vartheta)] \quad (8)$$

bzw.

$$\sigma_s(\vartheta) = \frac{E_s(\vartheta)}{1 + \mu n(\vartheta)} [\vartheta - 20^\circ\text{C}] \cdot [\alpha_{b\vartheta} - \alpha_{s\vartheta}] \quad (9)$$

und

$$\sigma_b(\vartheta) = -\sigma_s(\vartheta) \mu \quad (10)$$

Für den Bereich tiefer Temperaturen sind die Beton- und Bewehrungsstahldehnungen für den zwangsfreien Zustand und für den Mittenbereich des Verbundkörpers schematisch in Bild 19 dargestellt. In diesem Bild werden die reinen thermischen Zwangsdehnungen des Bewehrungsstahles mit  $\bar{\epsilon}_{s\vartheta}$  und die des Betons mit  $\bar{\epsilon}_{b\vartheta}$  bezeichnet. Mit Gleichung (6), (7) und (10) kann der Zusammenhang zwischen Betonzwangsdehnung und Stahlzwangsdehnung angeschrieben werden:

$$\bar{\epsilon}_{b\vartheta} = -\bar{\epsilon}_{s\vartheta} \cdot \mu \cdot n(\vartheta) \quad (11)$$

Anhand der o.g. analytischen Zusammenhänge kann somit die ermittelte Zwangsbeanspruchung überprüft bzw. mit bekannten Materialkonstanten direkt ermittelt werden.

Bei den hier untersuchten Stahlbetonprobekörpern mit einer Betonfläche von 174,7 cm<sup>2</sup> und einem Stahlquerschnitt von 201,06 mm<sup>2</sup> ergibt sich ein Bewehrungsgrad von  $\mu = 1,15 \%$ . Da bereits in /1/ die Elastizitätsmodule für den Bereich tiefer Temperaturen, vgl. Tabelle 2, ermittelt wurden und parallel zu den Zwangsversuchen

Tabelle 2: Elastizitätsmodul der verwendeten Baustoffe → Tief-  
temperatur - Versuchsergebnisse /1/

Lagerung		u. Wasser	in Folie	u. Wasser	in Folie
ϑ	E <sub>s</sub>	E <sub>b</sub>	E <sub>b</sub>	n	n
°C	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	-	-
+20	205730	26330	23580	7,81	8,73
-100	212070	43340	36000	4,89	5,89
-165	229870	59420	42540	3,87	5,40

Tabelle 3: Thermische Dehnung der verwendeten Baustoffe → Ver-  
suchsergebnisse der Zwangsuntersuchungen

Lagerung		u. Wasser	in Folie	u. Wasser		in Folie	
Probekörper		TE3	TE6	TE1	TE2	TE4	TE5
ϑ	ε <sub>s</sub> (ϑ)	ε <sub>b</sub> (ϑ)	ε <sub>b</sub> (ϑ)	Δε <sub>b</sub> <sup>*</sup> ϑ	Δε <sub>b</sub> <sup>*</sup> ϑ	Δε <sub>b</sub> <sup>*</sup> ϑ	Δε <sub>b</sub> <sup>*</sup> ϑ
°C	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰
-100	-1,275	-0,18	-1,02	0,26	0,20	~0	0,09
-165	-1,820	-0,78	-1,71	0,26	0,20	~0	0,12

Tabelle 4: Ermittlung der Zwangsspannungen aus den gemessenen zwangsfreien thermischen Dehnungen der Versuchskörper (Tabelle 3)

$\sigma_s$  nach Gleichung (8),  $\sigma_b$  nach Gleichung (10)

Versuch	TE1		TE2		TE4		TE5	
Lagerung	unter Wasser				in Folie			
$\vartheta$	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$\sigma_s$	$\sigma_b$
$^{\circ}\text{C}$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$
-100	167,6	-1,93	179,7	-2,07	50,6	-0,60	32,8	-0,38
-165	171,0	-1,97	184,1	-2,12	23,8	-0,27	~0	~0

die zwängungsfreien Dehnungen, vgl. Tabelle 3, konnten somit alle erforderlichen Materialeigenschaften in Versuchen bestimmt werden, so daß die Berechnung der Zwangsbeanspruchung für die hier geprüften Stahlbetonprobekörper mit den Gleichungen (8) und (10) möglich wird. Die Ergebnisse dieser Berechnung sind in Tabelle 4 zusammengefaßt. Ein Vergleich mit den im Versuch ermittelten Zwangsbeanspruchungen, vgl. Tabelle 1, zeigt eine gute Übereinstimmung.

Liegen hingegen die Materialeigenschaften der verwendeten Baustoffe nur für Raumtemperatur vor, so kann anhand der in /1/ angegebenen Approximierung auf die Tieftemperatureigenschaften geschlossen werden:

$$E_{b\vartheta} = E_{b0} \cdot 4 \cdot \mu \cdot \left[ 1 - \frac{\Delta\vartheta + 190}{190} \right] \quad [\text{kN/mm}^2] \quad (12)$$

$$\alpha_s = \left( \frac{\vartheta \text{ [K]}}{3,181 \cdot 10^{-6}} \right)^{1/7,59} \quad [10^{-6} \cdot ^{\circ}\text{C}^{-1}] \quad (13)$$

$$E_{s\vartheta} = E_{s0} \cdot \frac{E_{s0}}{10} \cdot \left[ 1 - \frac{\Delta\vartheta + 190}{190} \right] \quad [\text{kN/mm}^2] \quad (14)$$

Eine Beschreibung des thermischen Dehnverhaltens des Betons für den Tieftemperaturbereich ist bisher noch nicht gelungen. Für die hier vorliegenden Feuchten (bei Wasserlagerung  $u_m = 7,50 \%$  und bei versiegelter Lagerung  $u_m = 6,88 \%$ ) zeigt Bild 21 typische Versuchsergebnisse für die zwängungsfreie thermische Betondehnung. Mit diesen Ergebnissen und den bereits in /1/ bereitgestellten Materialdaten für RT konnte die Zwangsbeanspruchung der hier in Versuchen geprüften Betonzylinder  $\varnothing 15$  cm,  $h = 1,0$  m mit mittigem Bewehrungsstab  $\varnothing 16$  mm auch auf analytischem Weg bestimmt werden. Die Ergebnisse zeigt Tabelle 5. Diese Ergebnisse stimmen mit den im Versuch bestimmten Zwangsbeanspruchungen überein.



Tabelle 5: Ermittlung der Zwangsspannungen aus Materialkennwerten, ermittelt bei +20 °C

	Gleichung	Lagerung		
		in Folie	unter Wasser	
$E_{s0}$	⊗	205,73	205,73	$\text{kN/mm}^2$
$E_s(-100^\circ\text{C})$	(14)	218,72	218,72	$\text{kN/mm}^2$
$E_s(-165^\circ\text{C})$	(14)	225,76	225,76	$\text{kN/mm}^2$
$\alpha_s(-100^\circ\text{C})$	(13)	$10,45 \cdot 10^{-6}$	$10,45 \cdot 10^{-6}$	$^\circ\text{C}^{-1}$
$\alpha_s(-165^\circ\text{C})$	(13)	$9,82 \cdot 10^{-6}$	$9,82 \cdot 10^{-6}$	$^\circ\text{C}^{-1}$
$u_m$	⊗	6,88	7,50	%
$E_{b0}$	⊗	23,30	23,80	$\text{kN/mm}^2$
$E_b(-100^\circ\text{C})$	(12)	40,68	42,75	$\text{kN/mm}^2$
$E_b(-165^\circ\text{C})$	(12)	50,10	53,01	$\text{kN/mm}^2$
$\varepsilon_b(-100^\circ\text{C})$	⊗	-1,06	-0,38	‰
$\varepsilon_b(-165^\circ\text{C})$	⊗	-1,57	-0,95	‰
$\sigma_s(-100^\circ\text{C})$	(8,9)	39,96	180,53	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_b(-100^\circ\text{C})$	(10)	-0,46	-2,08	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_s(-165^\circ\text{C})$	(8,9)	52,95	186,53	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_b(-165^\circ\text{C})$	(10)	-0,61	-2,15	$\text{N/mm}^2$

⊗ erforderliche Meßergebnisse

## 6. ZUSAMMENFASSUNG

Der 3. Teil des Berichtes zum Forschungsvorhaben "Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen" befaßt sich mit den Versuchen zur Bestimmung des inneren Zwanges in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen infolge Abkühlung.

Das thermische Dehnverhalten von Beton und Betonstahl, das sich im Bereich normaler Temperaturen kaum voneinander unterscheidet, zeigt bei tiefen Temperaturen beträchtliche Unterschiede. Dieser Unterschied wird um so größer, je feuchter der Beton ist.

Bei bewehrten Betonkörpern resultiert aus dem unterschiedlichen thermischen Dehnverhalten zwischen Beton und Bewehrungsstahl ein innerer Zwang, durch den der Stahl beträchtliche Zugspannungen und der Beton eine meist sehr kleine Druckspannung erfährt.

Die innere Zwangsbeanspruchung von Stahlbetonbauteilen bei Abkühlung wurde an Zylindern mit mittigem Bewehrungsstab bestimmt. Bei diesen Versuchen wurden die Lagerungsart und die bezogene Rippenfläche des Bewehrungsstabes variiert. Ein Einfluß der hier untersuchten unterschiedlichen Stabprofilierungen auf den Zwangszustand konnte nicht nachgewiesen werden. Auch im Einleitungsbereich der Zwangskräfte konnte kaum ein Unterschied festgestellt werden.

Die Lagerungsart dagegen übte einen entscheidenden Einfluß auf die Größe der Zwangskräfte aus. Diese erzeugen bei Wasserlagerung erhebliche Zugspannungen ( $\sigma_s \approx 200 \text{ N/mm}^2$ ) im Bewehrungsstahl. Bei versiegelter Lagerung fallen diese viel geringer aus ( $\sigma_s \approx 35 \text{ N/mm}^2$ ).

Mit für Raumtemperatur  $+20^\circ\text{C}$  gültigen Materialkonstanten für Beton und Bewehrungsstahl sowie mit bekanntem thermischen Dehn-

verhalten des Betons können mit den in diesem Bericht angegebenen Formulierungen die Zwängungsbeanspruchung für vollen Zwang (starrer Verbund) berechnet werden. Mit bekannten Verbundgesetzen kann auch die Beschreibung der Beanspruchungen in den Einleitungsbereichen (verschieblicher Verbund) gelingen.

## 7. LITERATUR

- /1/ Rostásy, F.S., Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 1: Problemstellung und Versuchsprogramm, Teil 2: Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Baustoffe, Forschungsbericht des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Dez. 1984
  
- /2/ Wiedemann, G., Scheuermann, J., Kordina, K., Rostásy, F.S.: Versuche zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonplattenstreifen bei extrem tiefer Temperatur, Abschlußbericht Forschungsauftrag V 198/DAfStb, 1983
  
- /3/ Wiedemann, G., Sprenger, K.-H.: Zur Messung der Temperaturdehnung von Beton und Stahl im Tieftemperaturbereich, Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, Heft 20/21, 1980/81
  
- /4/ Stockhausen, N.: Die Dilatation hochporöser Festkörper bei Wasseraufnahme und Eisbildung, Dissertation TU München, 1981

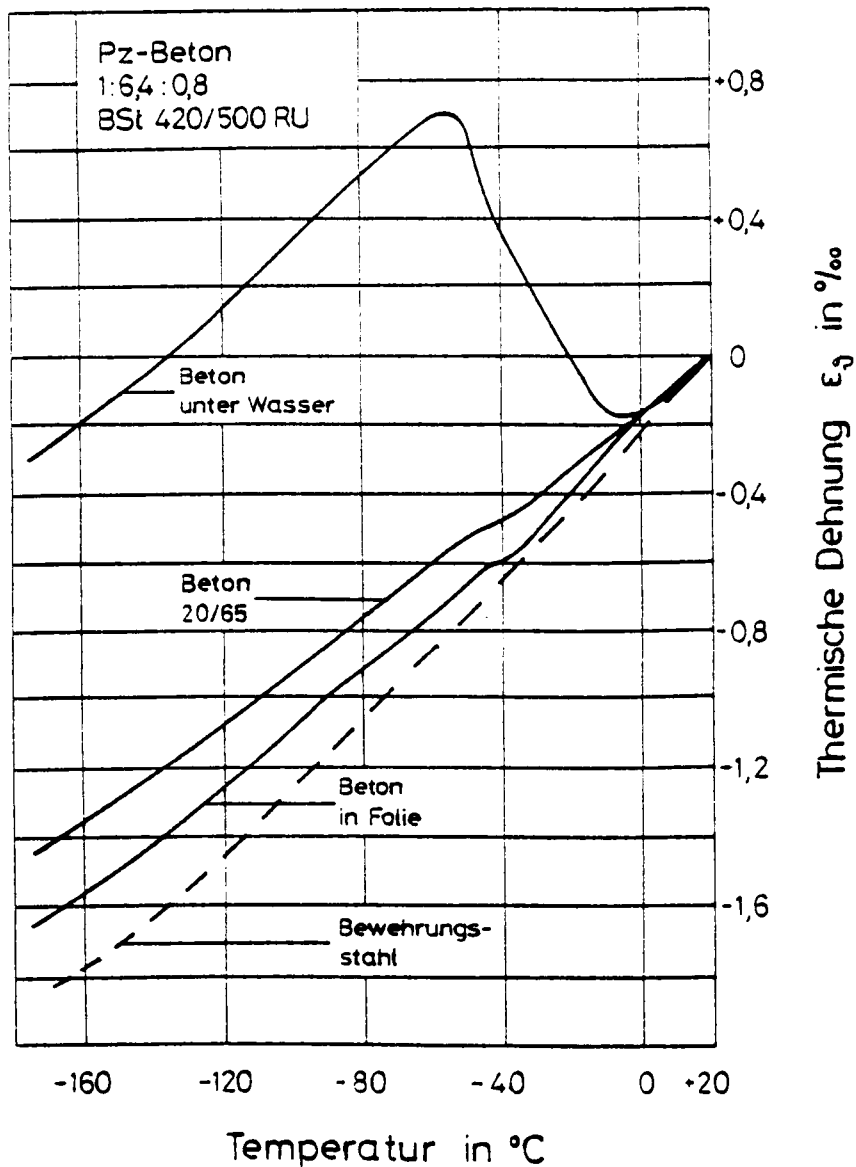


Bild 1: Thermische Dehnung des Bewehrungsstahles und des Betons nach unterschiedlichen Lagerungsarten (Versuchsergebnisse aus Begleitversuchen)

Probekörper- bezeichnung	Lagerung	Bewehrung BSt 420/500 RU	Feuchte in %
TE 1 TE 2 TE 3	unter Wasser	$\varnothing 16 \text{ mm}, f_R=0,067$ $\varnothing 16 \text{ mm}, f_R=0,058$ -	7,37 7,54 7,60
TE 4 TE 5 TE 6	in Folie	$\varnothing 16 \text{ mm}, f_R=0,067$ $\varnothing 16 \text{ mm}, f_R=0,058$ -	6,75 6,96 6,94

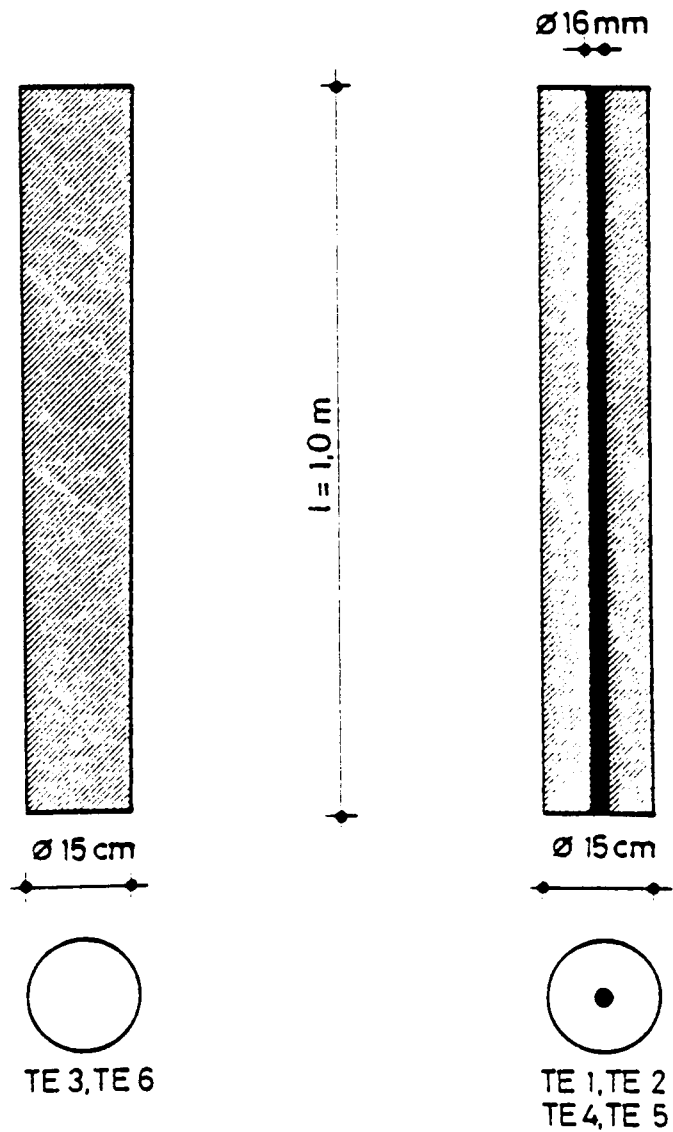
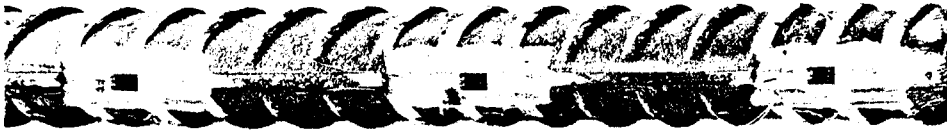


Bild 2:    Ausbildung und Bezeichnung der Probekörper



Bilder 3 und 4: Meßstellen auf dem Bewehrungsstahl zur Bestimmung von Eigenspannungen

- 1 Kältekammer
- 2 Betonstab
- 3 Bewehrungsstahl
- 4 Temperatur- und Dehnungsmeßstellen am Bewehrungsstahl
- 5 Dehnungsmeßstellen am Beton für Setzdehnungsmesser
- 6 Temperatur und Dehnungsmeßstelle am Beton
- 7 Quarzdilatometer und Wegaufnehmer

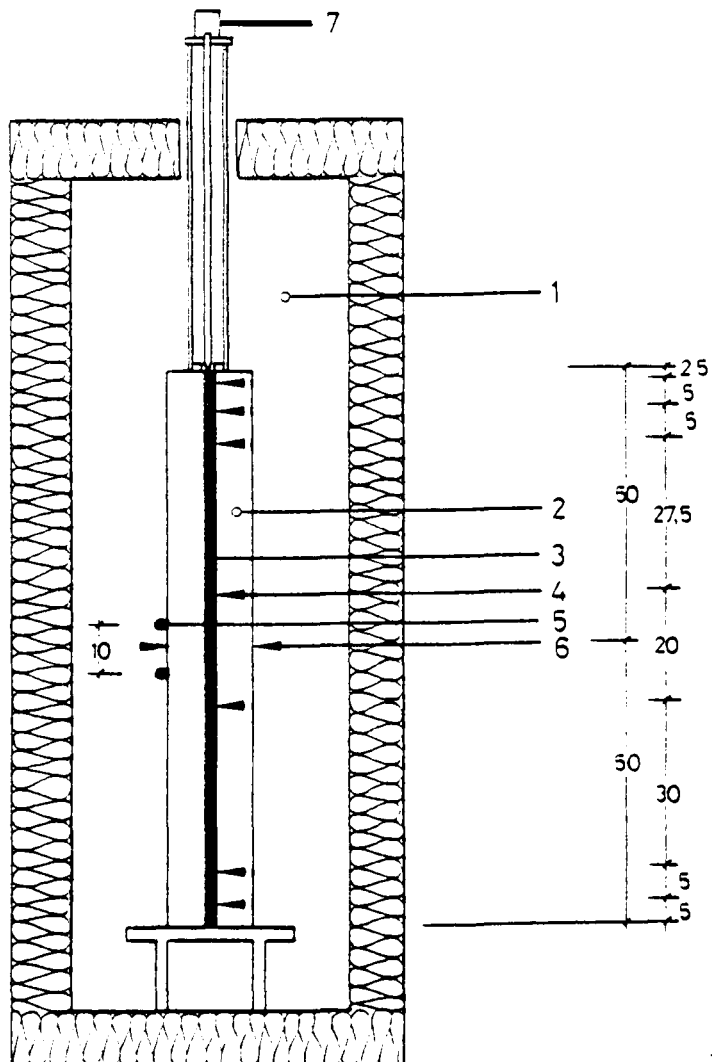


Bild 5: Probekörper und Versuchseinrichtung zur Bestimmung des Eigenspannungszustandes bei Abkühlung



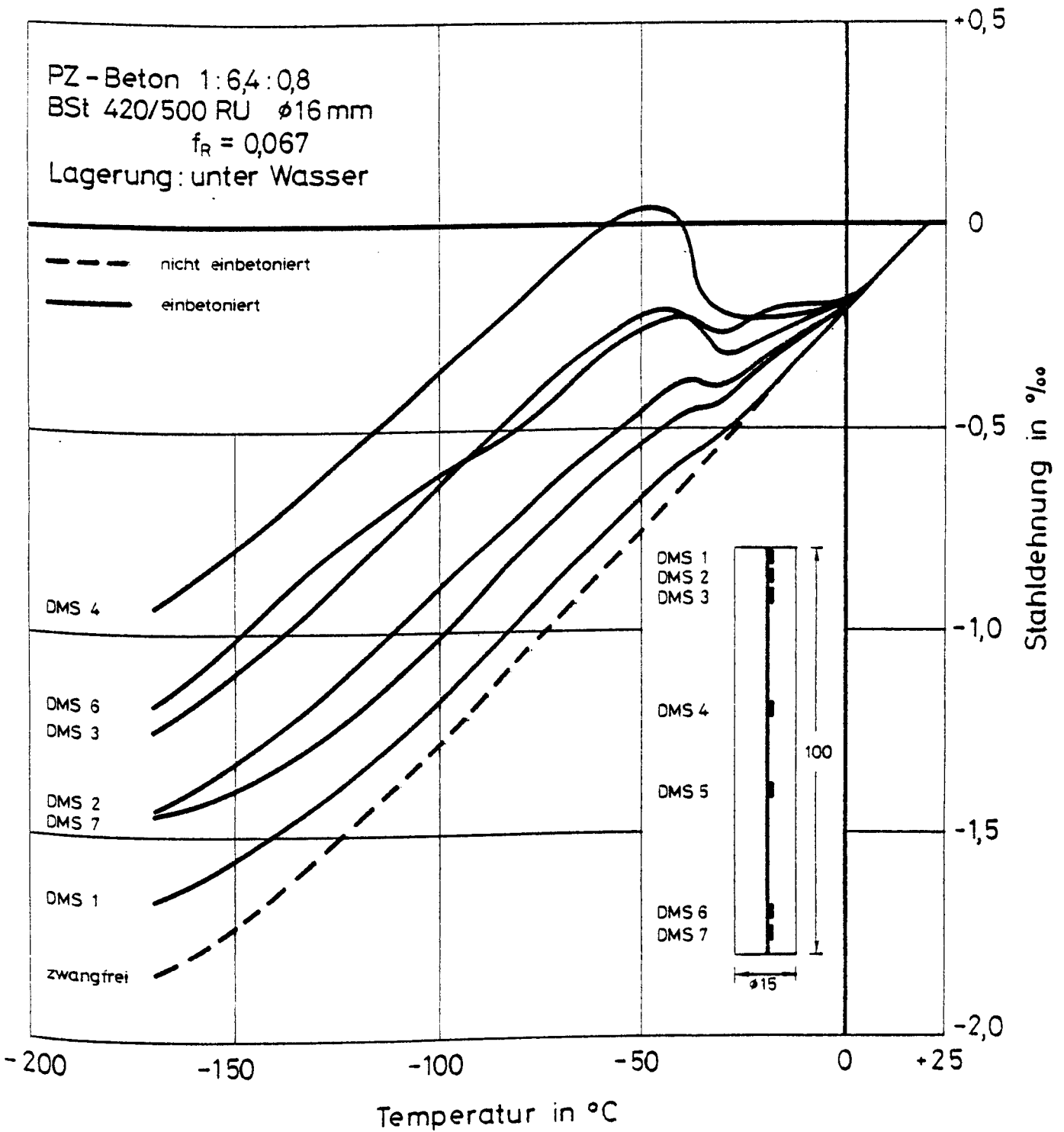


Bild 6: Thermische Zwangsdehnung und freie thermische Dehnung des Bewehrungsstahles-Verbundkörper TE 1

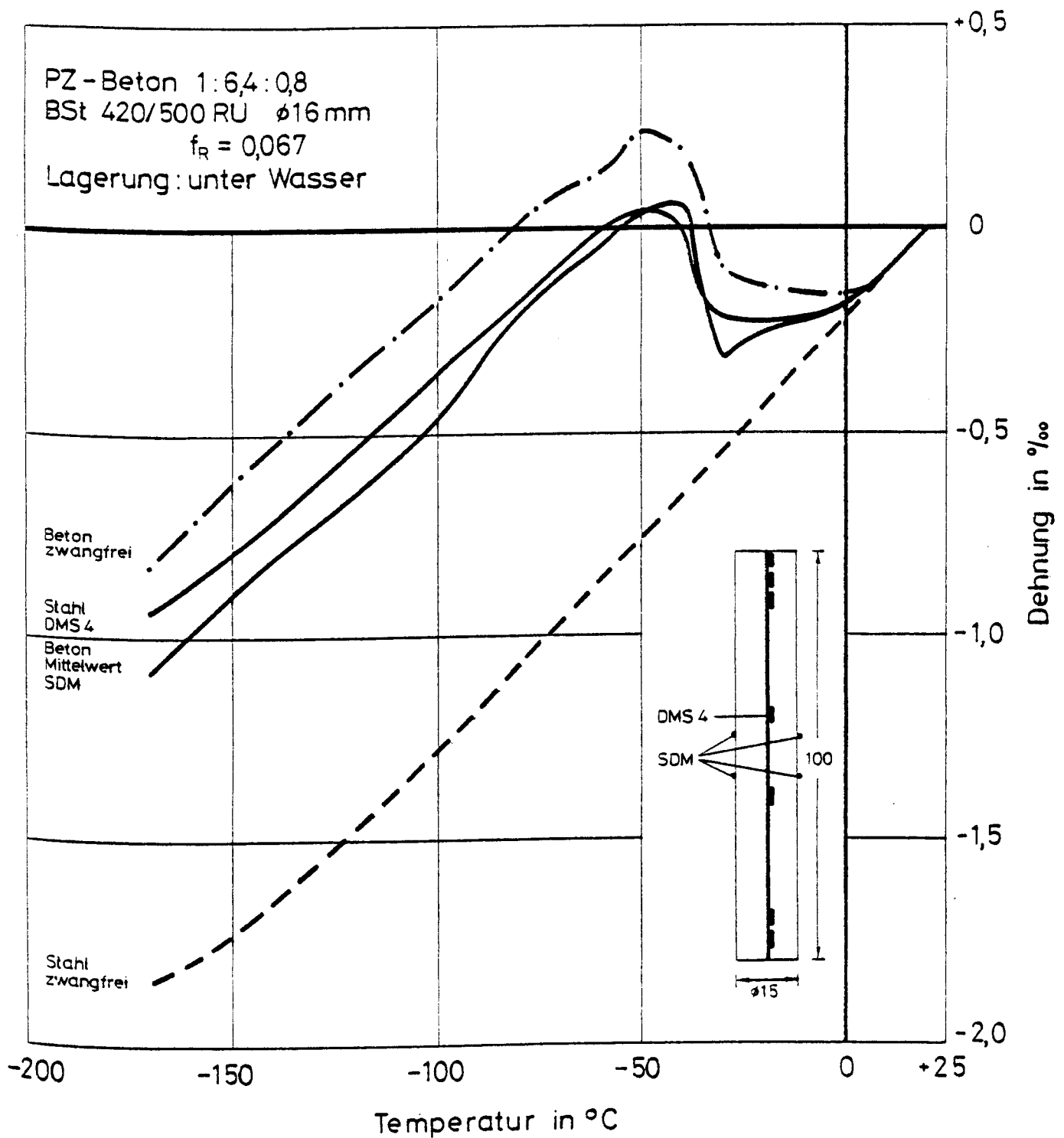


Bild 7: Mittlere thermische Zwangsdehnung und freie thermische Dehnung jeweils von Beton und Bewehrungsstahl (Verbundkörper TE 1 und TE 3)

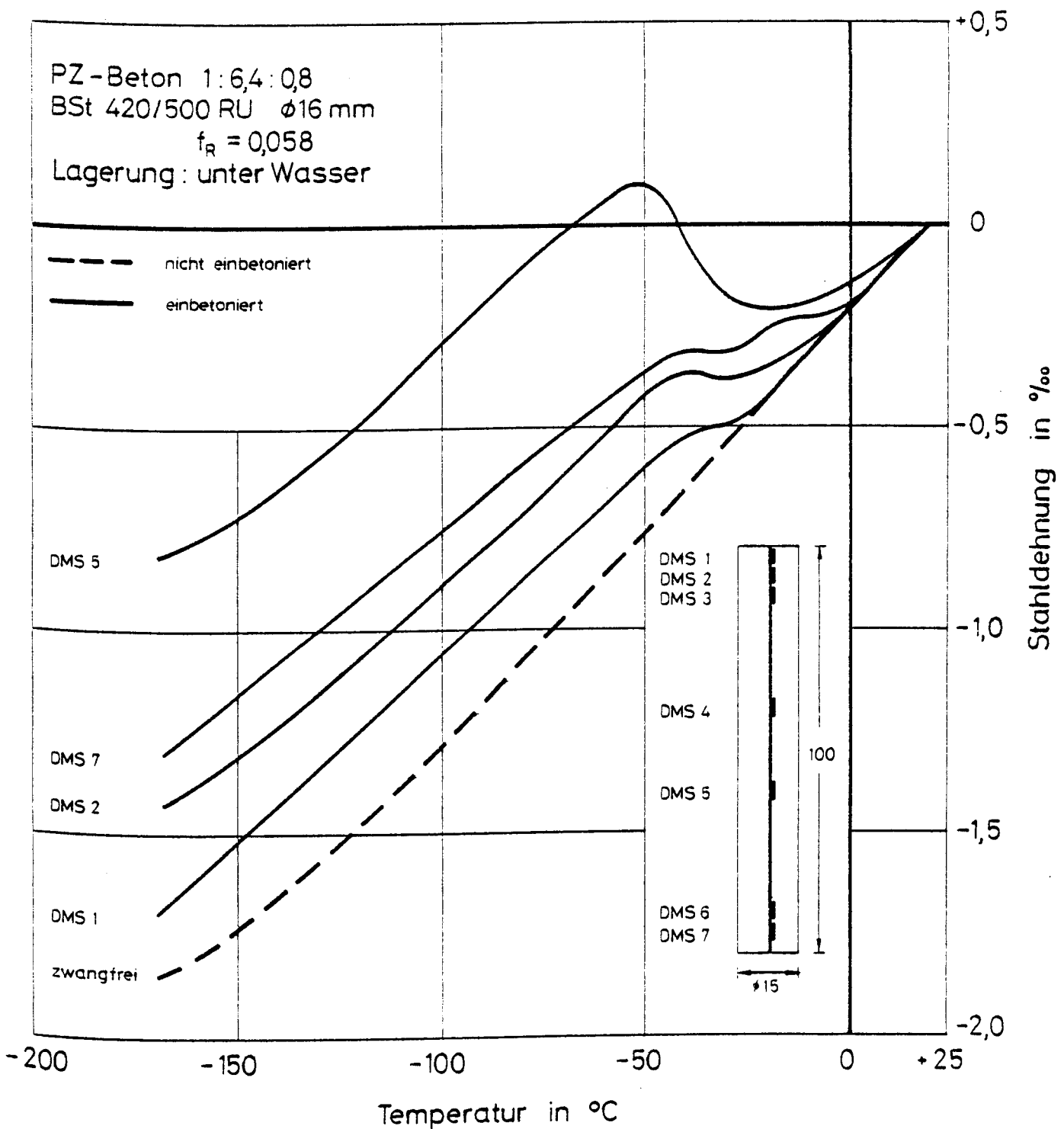


Bild 8: Thermische Zwangsdehnung und freie thermische Dehnung des Bewehrungsstahles-Verbundkörper TE 2

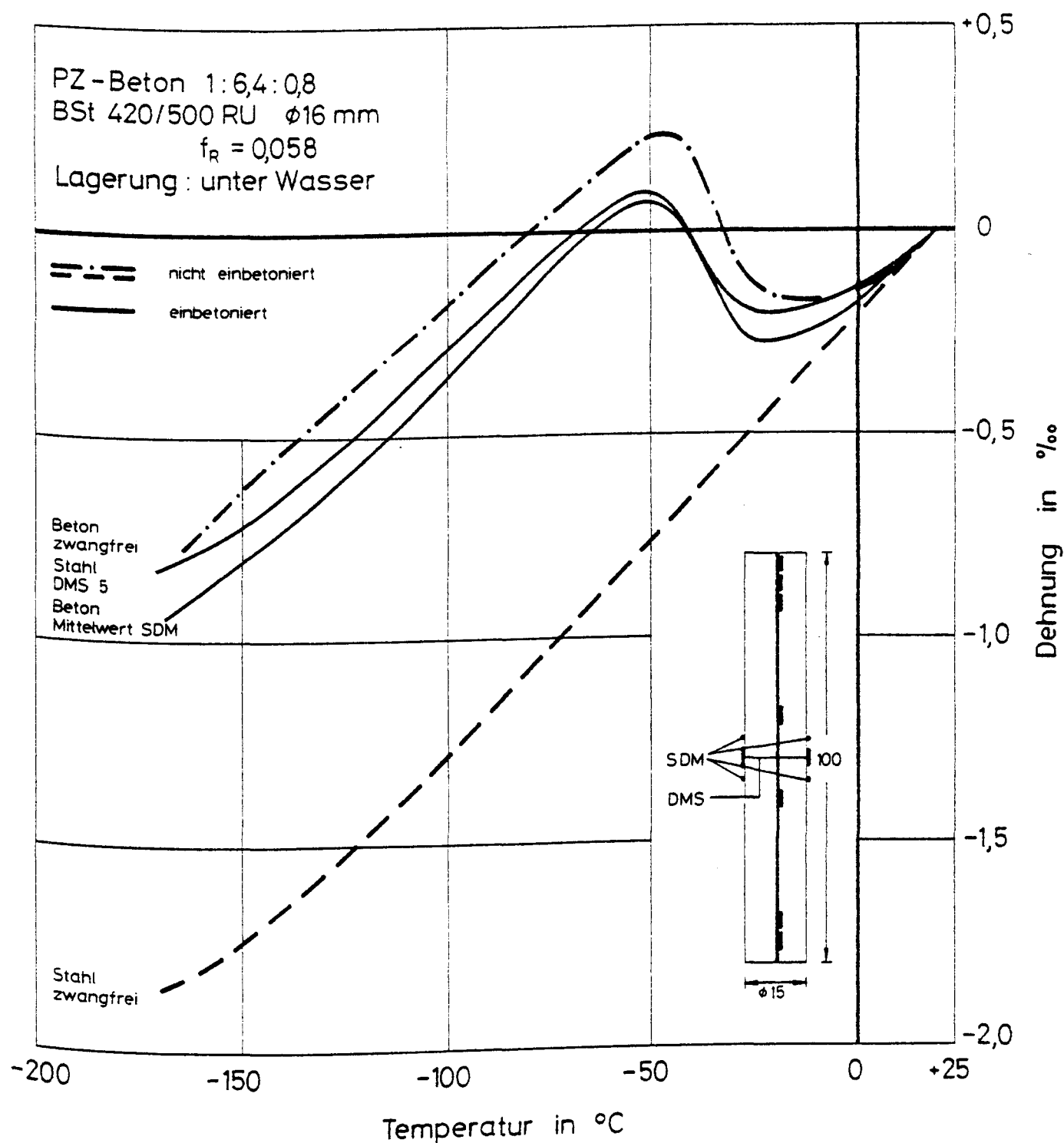


Bild 9: Mittlere thermische Zwangsdehnung und freie thermische Dehnung jeweils von Beton und Bewehrungsstahl (Verbundkörper TE 2 und TE 3)

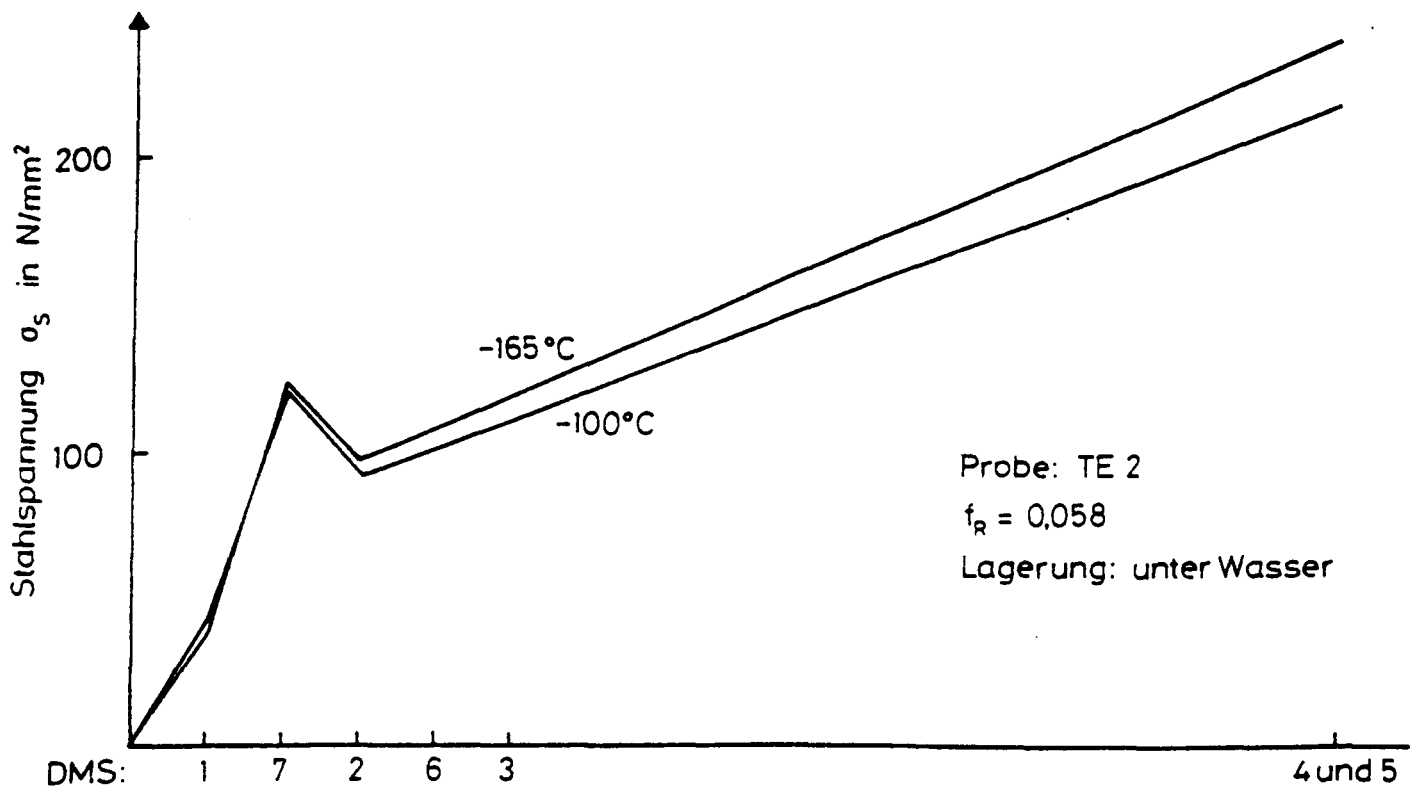
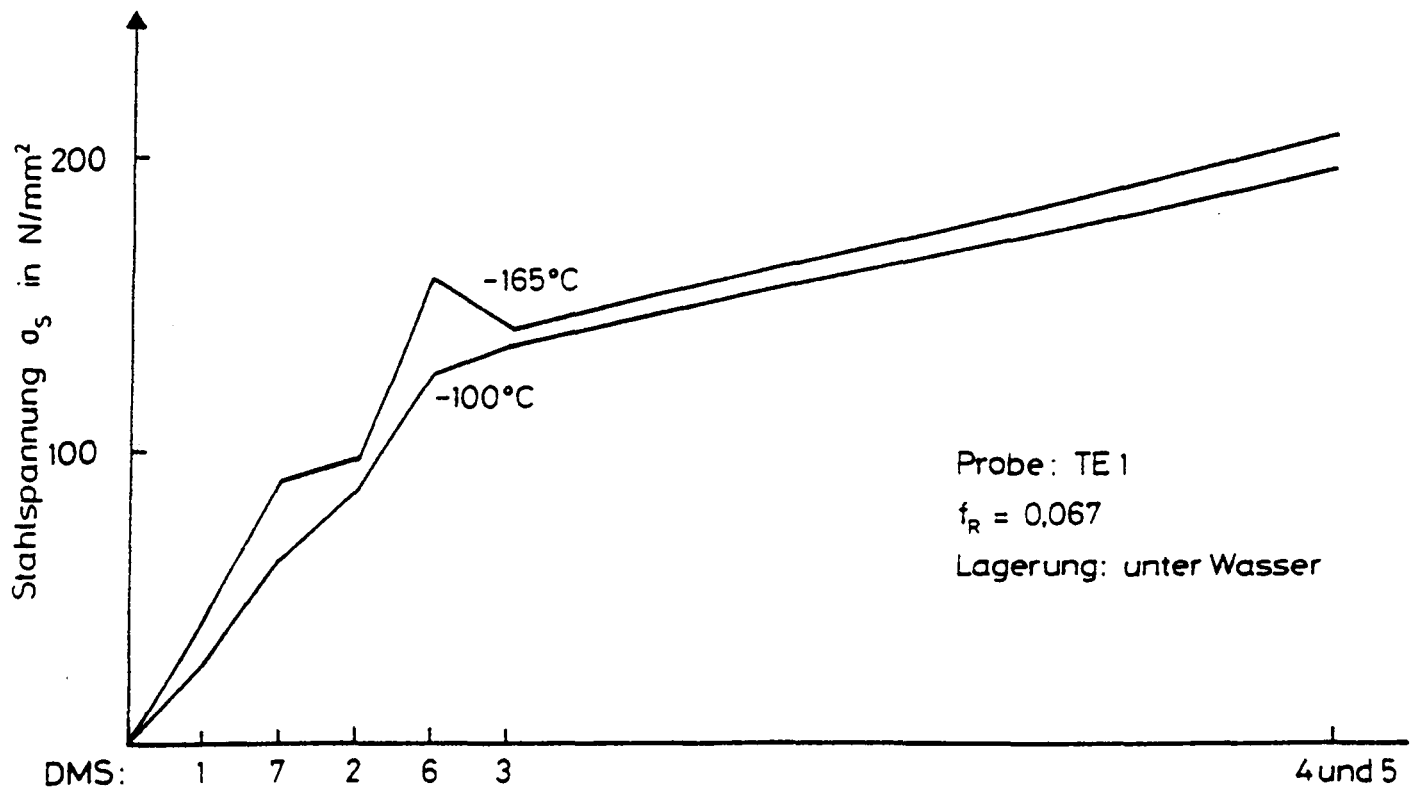


Bild 10: Thermische Zwangsspannung des Bewehrungs-  
 stahles bei Lagerung unter Wasser  
 ( $\vartheta = -100^\circ\text{C}$  und  $-165^\circ\text{C}$ )

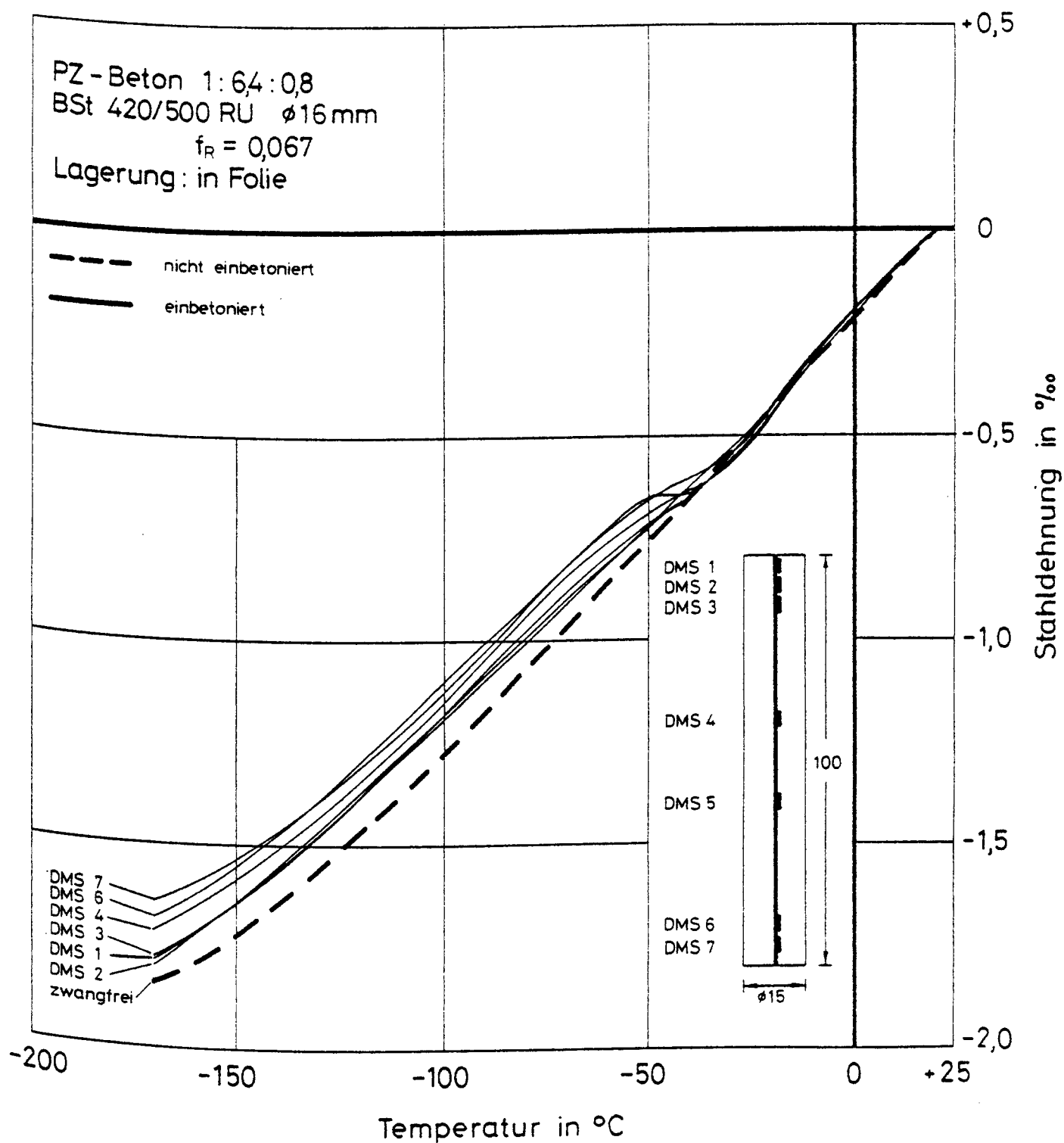


Bild 11: Thermische Zwangsdehnung und freie thermische Dehnung des Bewehrungsstahles - Verbundkörper TE 4

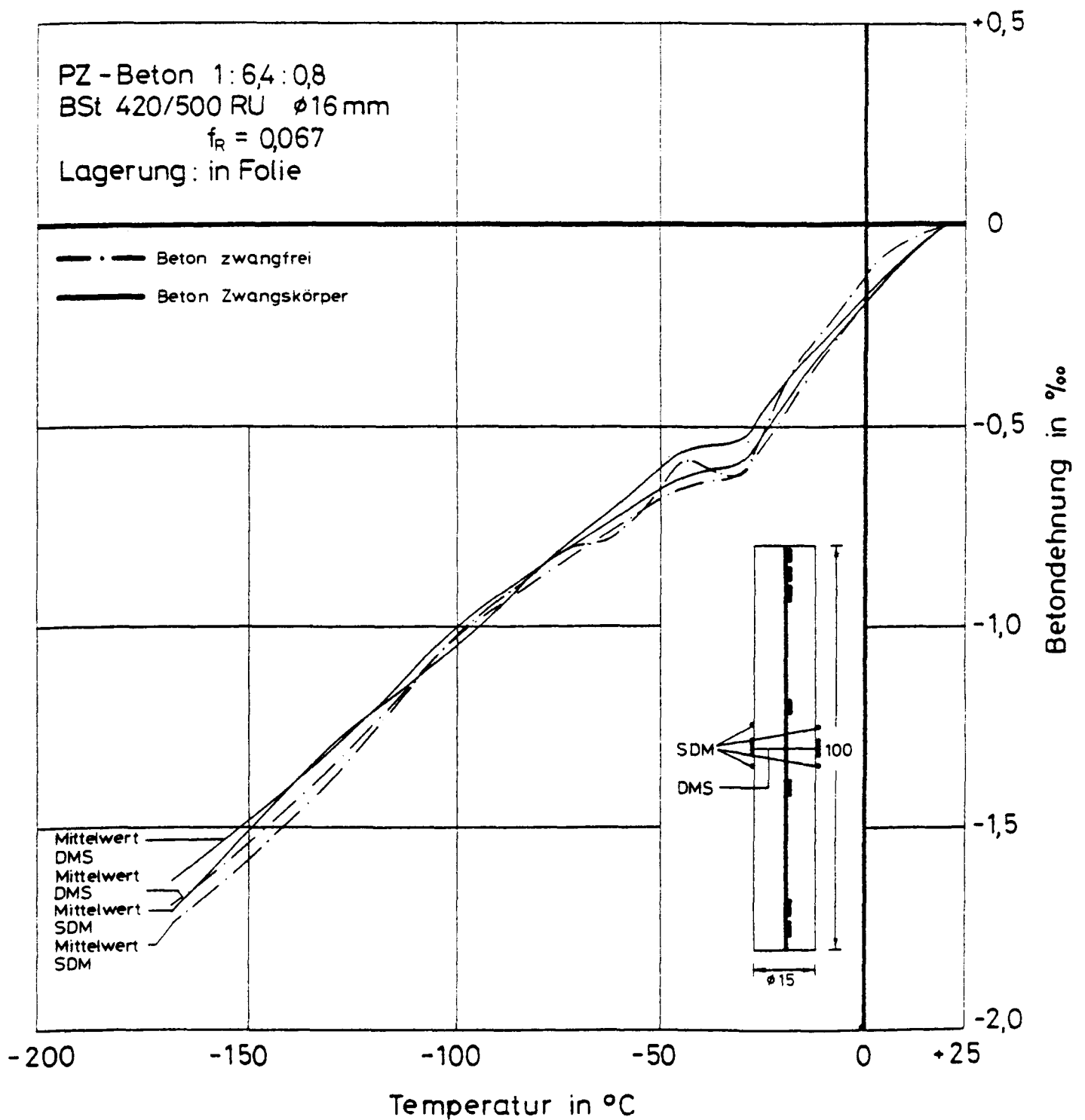


Bild 12: Thermische Zwangsdehnung und freie thermische Dehnung des Betons - Verbundkörper TE 4 und TE 6

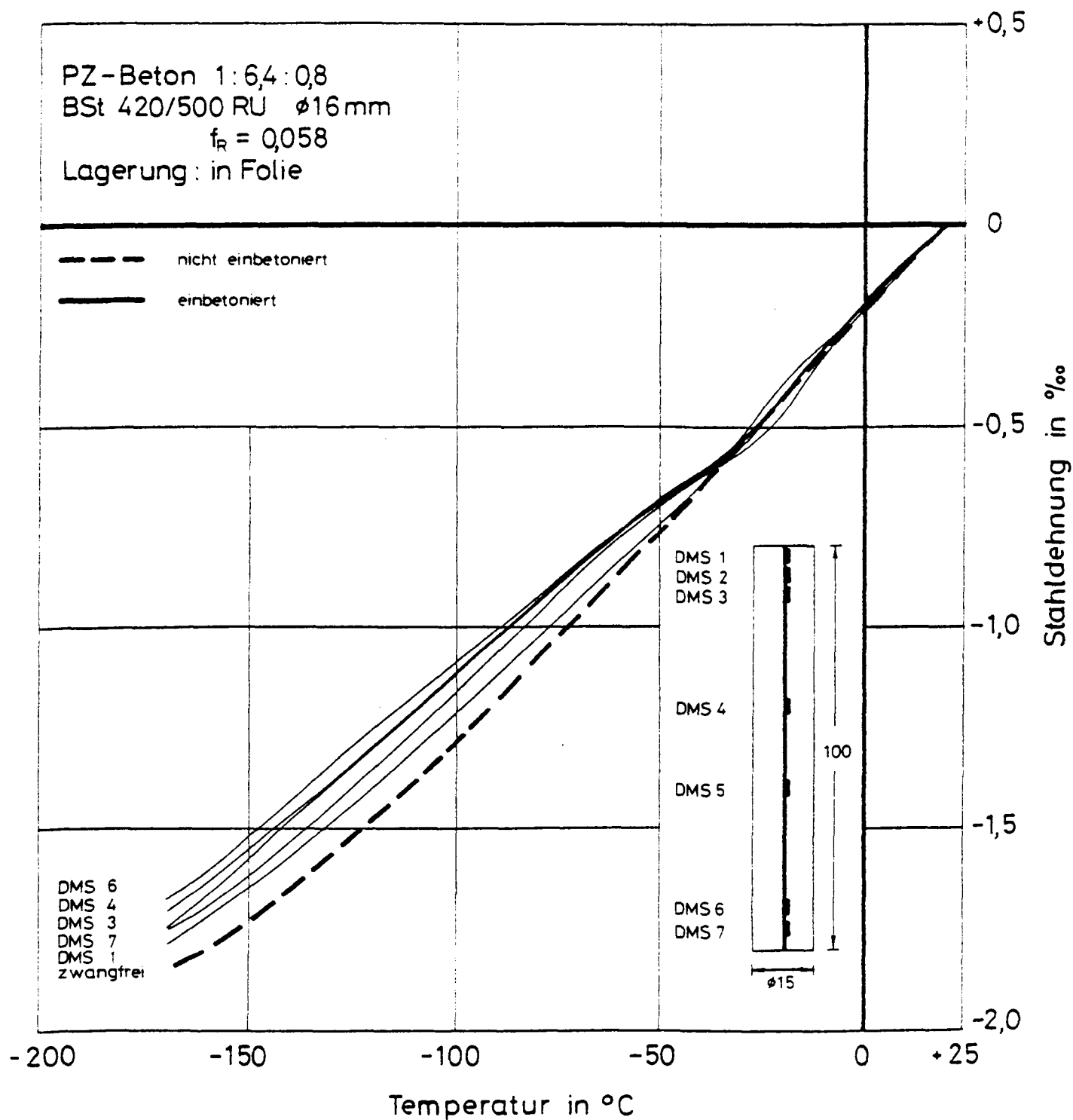


Bild 13: Thermische Zwangsdehnung und freie thermische Dehnung des Bewehrungsstahles - Verbundkörper TE 5



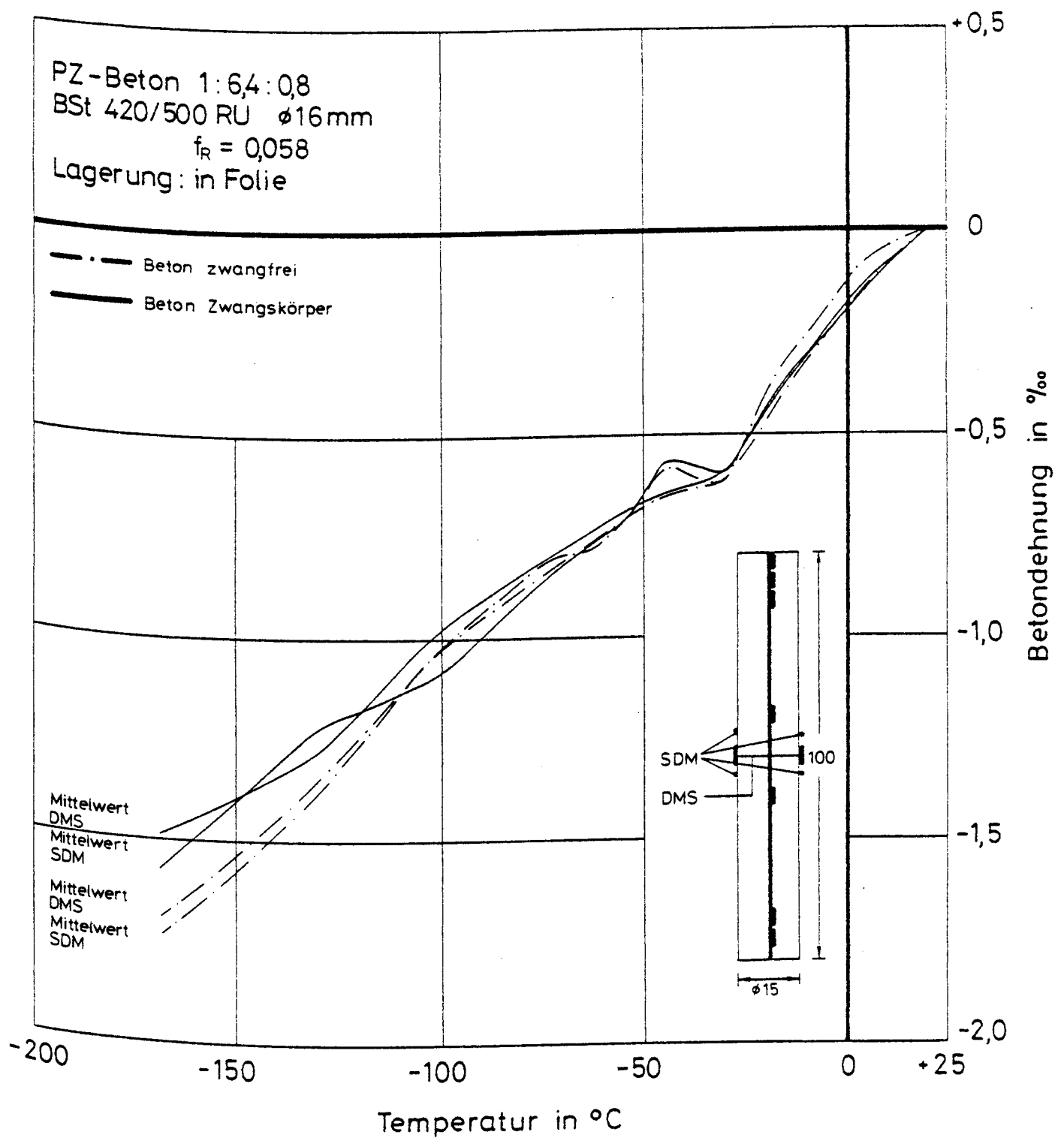


Bild 14: Thermische Zwangsdehnung und freie thermische Dehnung des Betons - Verbundkörper TE 5 und TE 6

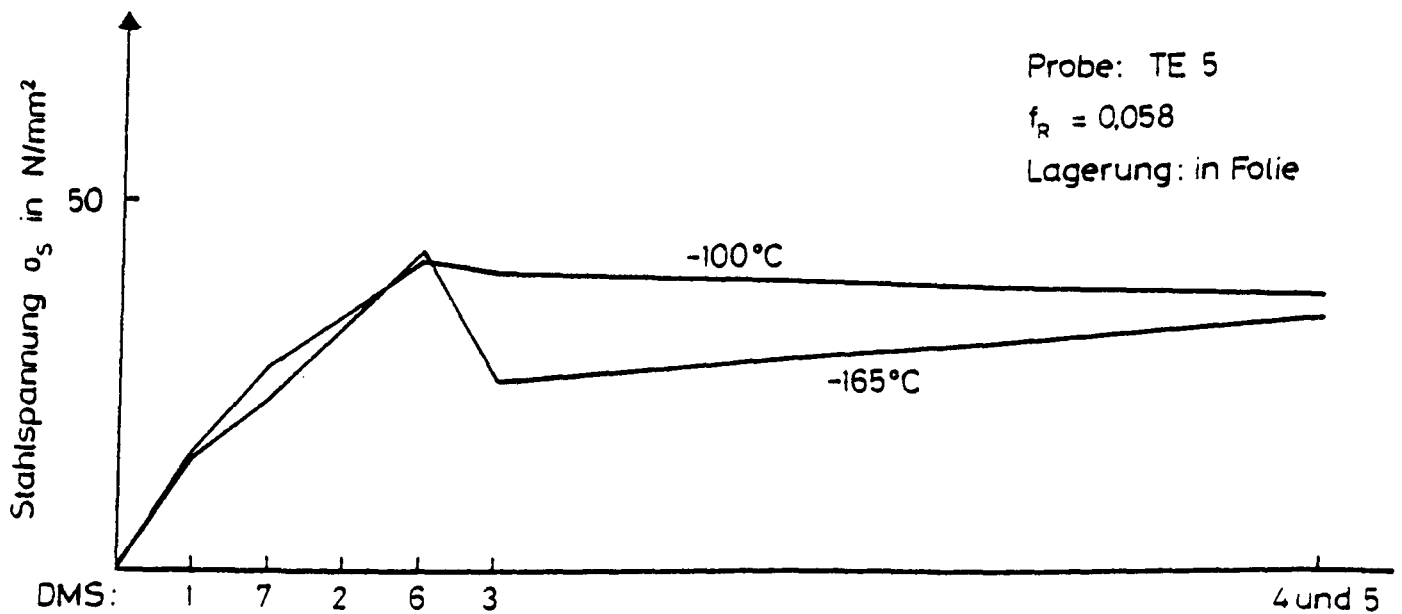
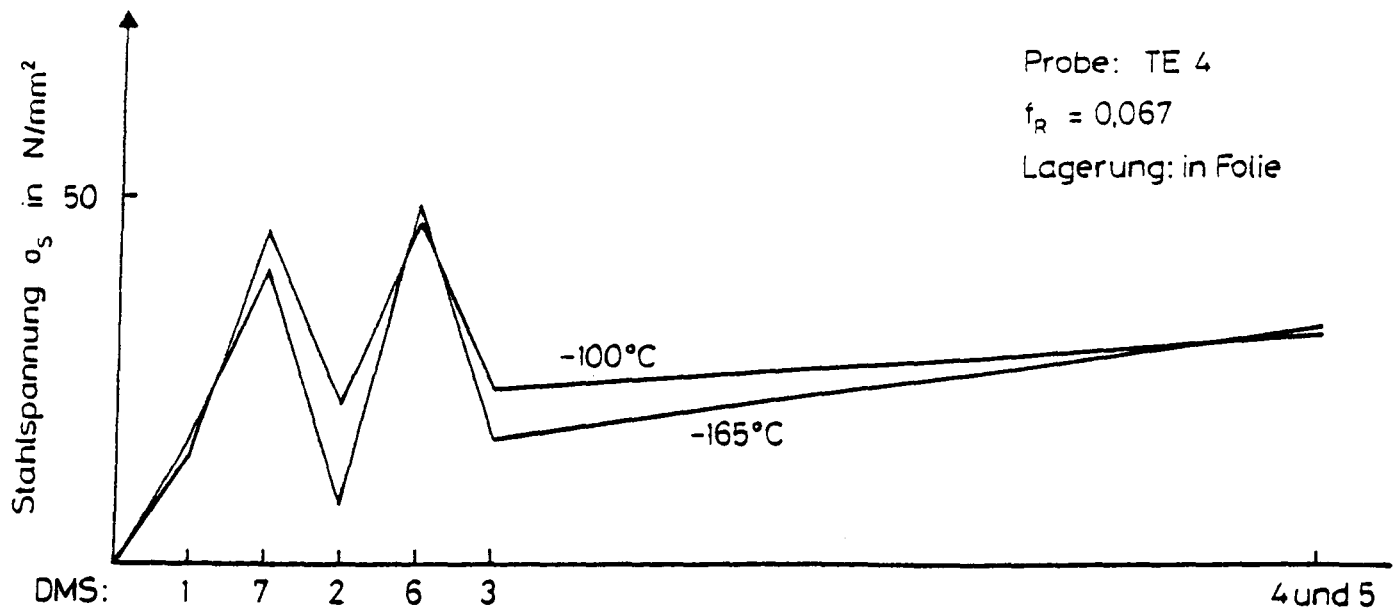
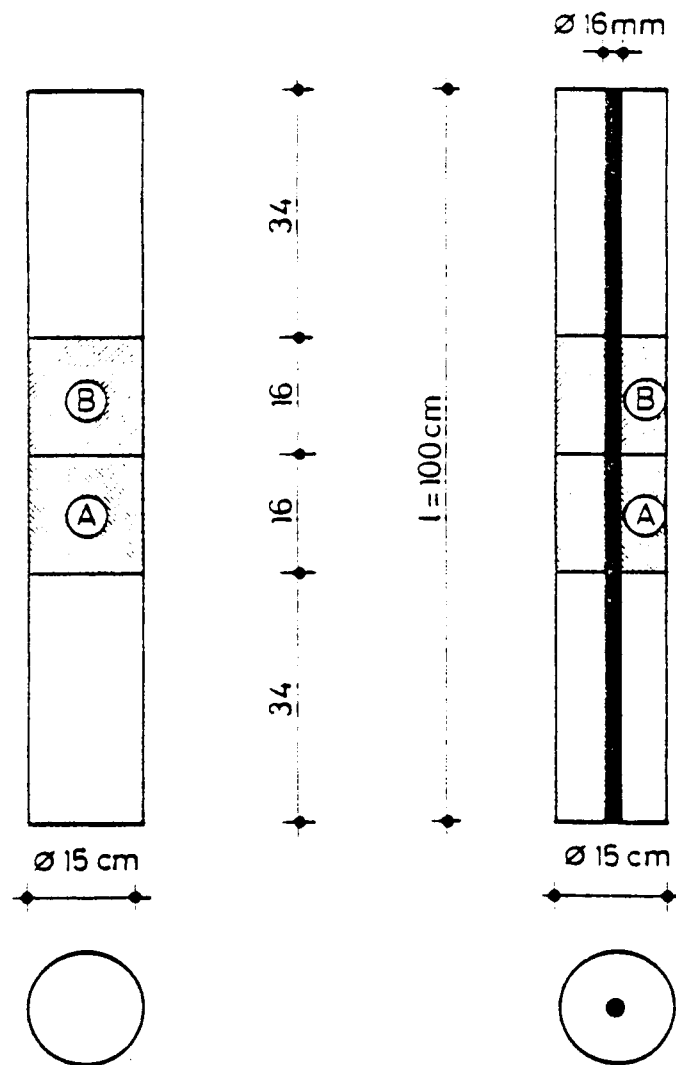


Bild 15: Thermische Zwangsspannung des Bewehrungsstahles  
 bei versiegelter Lagerung ( $\vartheta = -100\text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $-165\text{ }^{\circ}\text{C}$ )



- A : Bruchstück aus Zwangskörper oder aus Betonzylinder zur Bestimmung des thermischen Dehnverhaltens nach der Versuchsdurchführung
- B : Bruchstück aus Zwangskörper oder aus Betonzylinder zur Bestimmung der Feuchte nach der Versuchsdurchführung

Bild 16: Lage der Bruchstücke im Probekörper

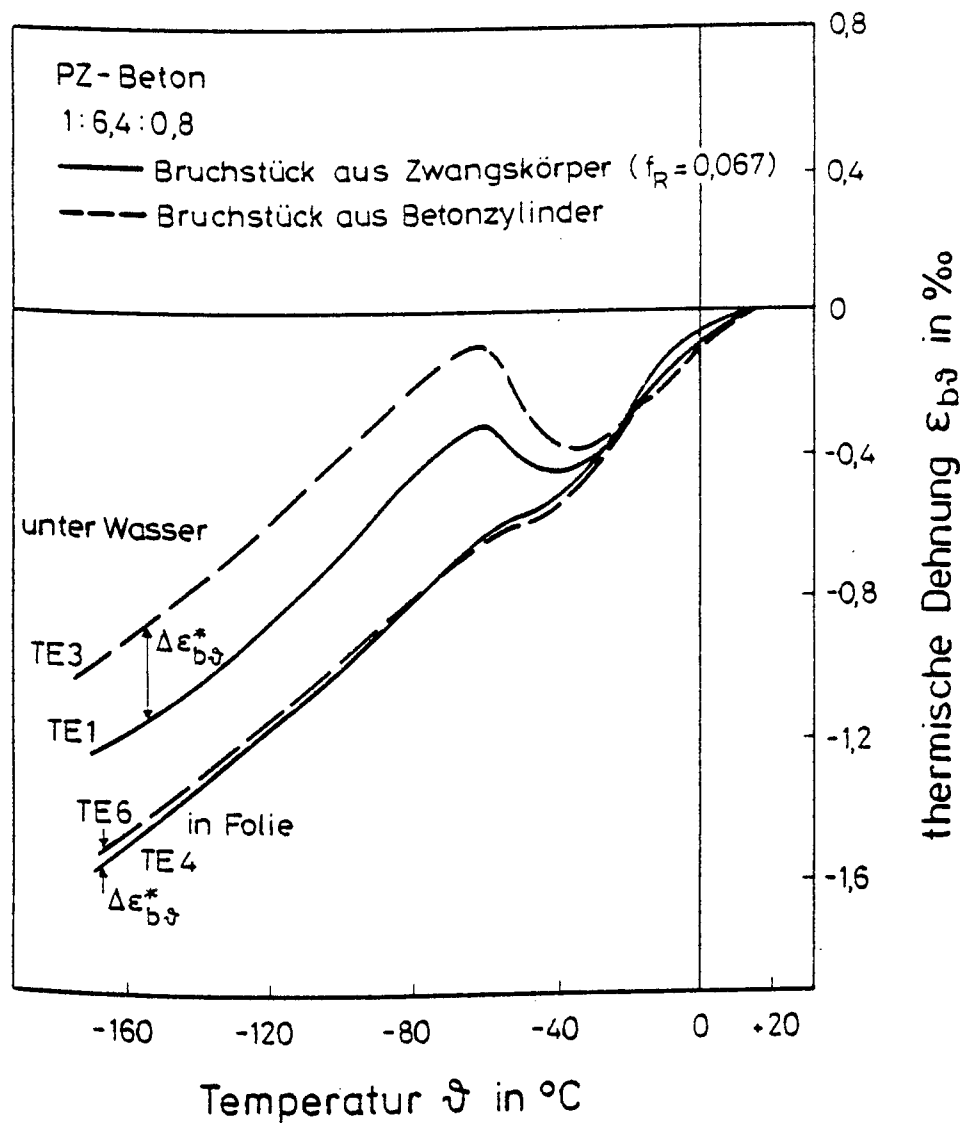


Bild 17: Thermisches Dehnverhalten des Betons, ermittelt an Bruchstücken der Verbundkörper und der Betonzylinder nach den Zwangsversuchen

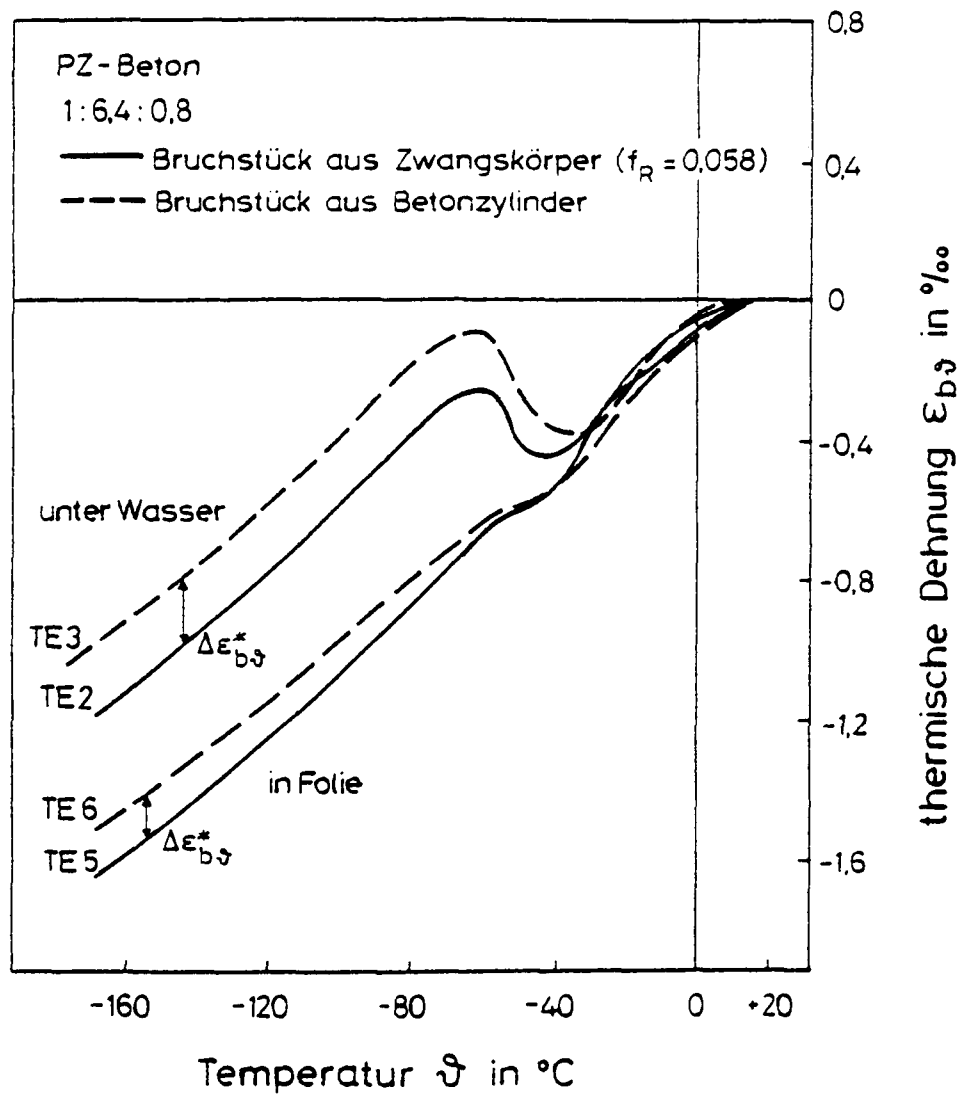
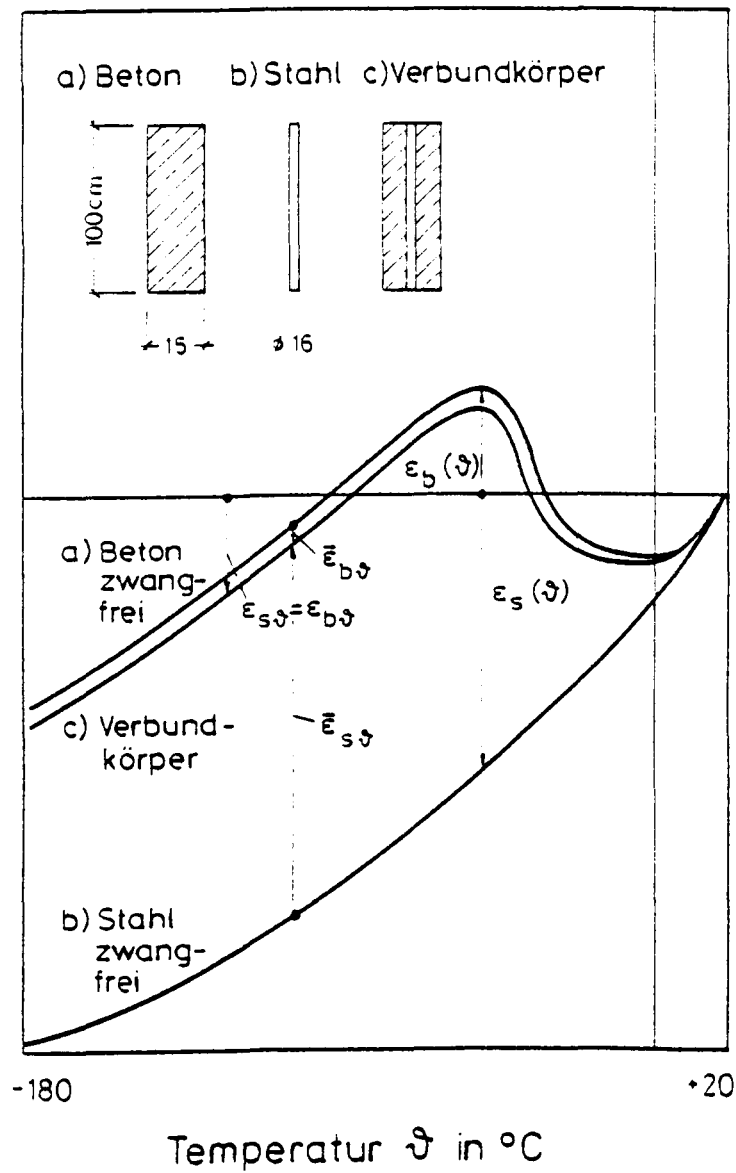


Bild 18: Thermisches Dehnverhalten des Betons, ermittelt an Bruchstücken der Verbundkörper und der Betonzylinder nach den Zwangsversuchen



thermische Dehnung  $\epsilon_{\theta}$

Bild 19: Schematische Darstellung der thermischen Dehnungen von Beton und Stahl, zwangfrei und im Verbundkörper

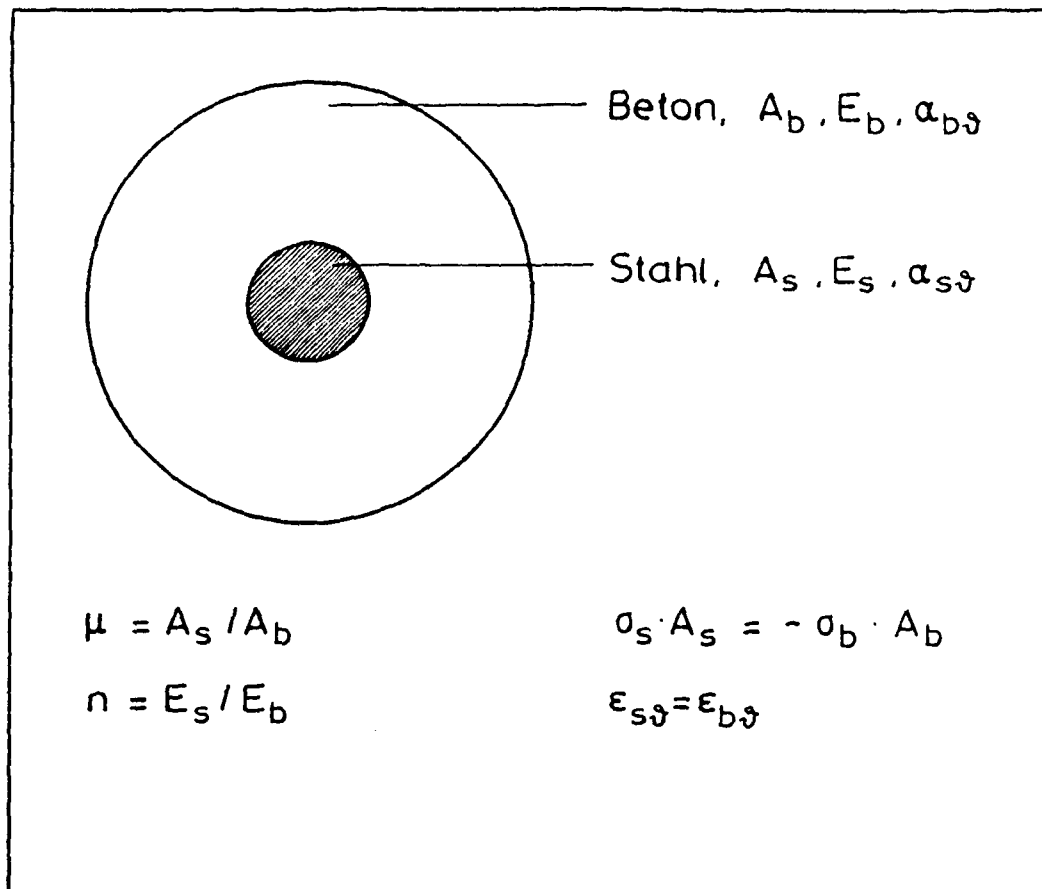


Bild 20: Verwendete geometrische Bezeichnungen und Grundgleichungen zur Bestimmung des thermischen Zwanges

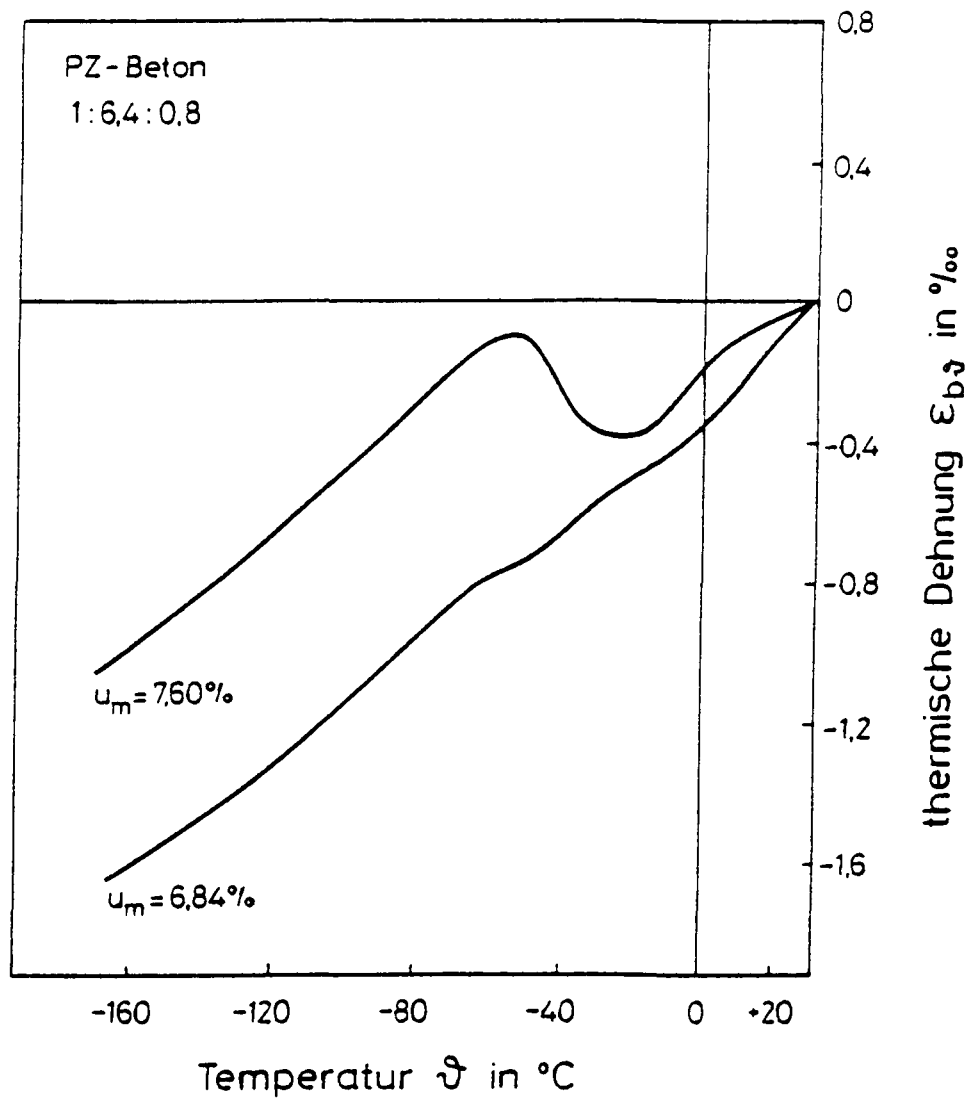


Bild 21: Zwangfreie thermische Dehnung des Betons in Abhängigkeit von der Feuchte



3300 Braunschweig, den 15.04.1985

## Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

### Teil 4: Verbundspannungen bei tiefen Temperaturen

#### Forschungsbericht

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy  
Dipl.-Ing. J. Scheuermann

April 1985

Gefördert von der Stiftung Volkswagenwerk. Az.: I/38 044

# Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

## Gliederung

- Teil 1      Problemstellung und Versuchsprogramm
- Teil 2      Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Baustoffe
- Teil 3      Innerer Zwang in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen  
infolge Abkühlung
- Teil 4      Verbundspannungen bei tiefen Temperaturen
- Teil 5      Dehnsteifigkeit und Rißbildung bei tiefen Temperaturen
- Teil 6      Verformungsverhalten von Wandausschnitten bei tiefen  
Temperaturen
- Teil 7      Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei  
sehr tiefen Temperaturen

## Inhaltsverzeichnis

1. EINLEITUNG
2. VERSUCHSPROGRAMM
3. BAUSTOFFE UND PROBEKÖRPER
4. VERSUCHSEINRICHTUNG
5. VORVERSUCHE AN AUSZIEHKÖRPERN
  - 5.1 Festlegung der Abkühl- bzw. Erwärmungsgeschwindigkeit
  - 5.2 Festlegung einer einheitlichen Verbundlänge und einer einheitlichen Betongüte
6. VERSUCHSERGEBNISSE - VERBUNDFESTIGKEIT BEI TT
  - 6.1 Allgemeines zur Darstellung der Versuchsergebnisse
  - 6.2 Ausziehversuche bei mittiger Lage des Bewehrungsstabes
    - 6.2.1 Ergebnisse für Beton B45
    - 6.2.2 Ergebnisse für Beton B25
  - 6.3 Ausziehversuche bei Randlage des Bewehrungsstabes
    - 6.3.1 Ausziehversuche bei tiefen Temperaturen
    - 6.3.2 Ausziehversuche nach zyklischer Temperaturbeanspruchung
  - 6.4 Ausziehversuche bei Ecklage des Bewehrungsstabes

## 7. GEGENÜBERSTELLUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE

### 7.1 Allgemeines

### 7.2 Einfluß der Betongüte

### 7.3 Einfluß der Lage des Bewehrungsstabes

### 7.4 Einfluß der bezogenen Rippenfläche

## 8. FUNKTIONALE BESCHREIBUNG DES VERBUNDVERHALTENS

### 8.1 Allgemeines

### 8.2 Verbundgesetz für tiefe Temperaturen

### 8.3 Verbundgesetz bei Vorbeanspruchung durch Tieftemperaturzyklen

## 9. ZUSAMMENFASSUNG

## 10. LITERATUR

## 1. EINLEITUNG

Die Verbundwerkstoffe Spannbeton und Stahlbeton beruhen auf der Voraussetzung des zuverlässigen Verbundes zwischen Bewehrungs- bzw. Spannstahl und dem diesen umgebenden Beton bzw. Einpreßmörtel. Dies gilt sowohl für den Betriebszustand als auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Während zum Materialverhalten der Einzelkomponenten der Baustoffe Stahl- und Spannbeton für den Bereich tiefer Temperaturen schon umfangreiche Untersuchungen durchgeführt worden sind, vgl. hierzu Teil 2 dieser Forschungsarbeit /1/, befaßten sich bisher nur wenige Forschungsarbeiten mit dem Zusammenwirken von Beton und Bewehrungsstahl (Verbundverhalten) in diesem Temperaturbereich /2 bis 10/. Berücksichtigt man, daß neben der Prüftemperatur eine große Anzahl von Parametern das Verbundverhalten beeinflussen, so wird das Defizit an Versuchsergebnissen zum Verbund bei tiefen Temperaturen deutlich.

Bei normalen Bedingungen wird die Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl (oder umgekehrt) durch folgende drei Beiträge beschrieben: Haftverbund, Scherverbund und Reibungsverbund. Ein geringer Anteil der Verbundwirkung wird bei sehr geringen Relativverformungen durch den Haftverbund geleistet.

Bei anwachsenden Verformungen wird der Haftverbund überwunden, und die Verbundwirkung wird dann bis zur Verbundfestigkeit  $\tau_{vu}$  vom Scherverbund realisiert. Bei weiterer Verformungssteigerung fällt nach Erreichen des Verbundspannungsmaximums die wirksame Verbundspannung ab, der Verbundwiderstand besteht nur noch aus Reibungskräften.

Werden zwischen Beton und Bewehrungsstahl die o.g. Relativverschiebungen vorausgesetzt, so können die Verteilung der Verbund- und Stahlspannungen im Stahlbetonbauteil durch die Differential-

gleichung des verschieblichen Verbundes formuliert werden. Die Lösung der DGL gelingt, wenn die Verknüpfung von Verbundspannung und Relativverschiebung funktional beschreibbar ist. Üblicherweise wird der Zusammenhang zwischen Verbundspannung  $\tau_v$  und Stabendverschiebung  $v$  mit einer Potenzfunktion beschrieben /11 bis 13/, aber auch andere Ansätze beschreiben bei speziellen Anwendungsgebieten diesen Zusammenhang treffend /14/. Weiter hat sich anhand von Versuchen herausgestellt, daß bei Normaltemperatur zwischen der von der Relativverschiebung abhängenden Verbundspannung und der Betondruckfestigkeit Proportionalität vorliegt. Inwieweit diese Beziehungen auf den Tieftemperaturbereich übertragen werden dürfen, ist bisher noch nicht geklärt worden.

Die veränderten mechanischen Eigenschaften der Baustoffe im Bereich tiefer Temperaturen - besonders die Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit vom Feuchtigkeitsgehalt und von der Porosität etc. /1, 15/ - deuten darauf hin, daß im Tieftemperaturbereich eine Proportionalität zwischen Verbundfestigkeit und Betondruckfestigkeit nicht ohne weiteres vorausgesetzt werden kann. Weiterhin beanspruchen Eigenspannungen, die durch Unterschiede im thermischen Dehnverhalten der Baustoffe hervorgerufen werden, vgl. Teil 3 dieser Forschungsarbeit, den Verbund, so daß die funktionale Beschreibung der Verbundspannungen über die Stabendverschiebungen für den Tieftemperaturbereich überprüft werden muß.

In dieser Forschungsarbeit werden Ergebnisse von Ausziehversuchen bei tiefen Temperaturen vorgelegt, mit denen das Verbundtragverhalten im Tieftemperaturbereich zutreffend beschrieben werden kann.

## 2. VERSUCHSPROGRAMM

In Ausziehversuchen - pull-out tests - sollte an einfachen Versuchskörpern der Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verbundverhalten untersucht werden. Dabei wird der Bewehrungsstahl in einem Betonwürfel oder -zylinder stehend einbetoniert und im Versuch aus dem Würfel oder Zylinder bei gleichzeitiger Last- und Verschiebungsmessung herausgezogen.

Wie schon im Teil 2 dieses Forschungsberichtes /2/ beschrieben, wurden die Probekörper i.w. aus einem Beton B25 hergestellt, der aber in seinem thermischen Dehnverhalten weitgehend dem eines hochfesten Konstruktionsbetons ähnelt. Nur zum Vergleich und zur Absicherung der Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf andere Betonfestigkeitsklassen wurden auch einige Versuchskörper aus einem baupraktisch üblichen Beton B45 hergestellt.

Das Verbundverhalten wurde bei Raumtemperatur (RT) und bei unterschiedlichen Tieftemperaturen (TT) untersucht. Dazu wurden die Probekörper mit konstanter Abkühlgeschwindigkeit eigenspannungsfrei auf die vorgesehene Prüftemperatur gebracht. Anschließend wurden sie dann im Ausziehversuch geprüft. Dabei wurde die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung aufgezeichnet.

In einigen Versuchen wurde auch der Einfluß einer vorgängigen zyklischen Temperaturbeanspruchung auf das Verbundverhalten bei RT untersucht.

Aus der Vielzahl von Parametern, die das Verbundverhalten beeinflussen, konnte nur eine Auswahl der wesentlichen Einflußgrößen erfolgen. Im einzelnen wurden folgende Parameter variiert:

- Versuchstemperatur: +20, -40, -60, -80, -100, -135, -170 °C
- Betongüte: B25, B45

- bezogene Rippenfläche:  $f_R = 0,067; 0,058$
- Randabstand des Bewehrungsstabes:  $c = 2 d_s \text{ und } 5 d_s$
- Lage des Bewehrungsstabes im Probekörper: mittig, Randlage, Ecklage
- zyklische Temperaturänderung:  $\Delta \vartheta \approx -100^\circ\text{C}$   
 $\vartheta_0 = +20^\circ\text{C}, \vartheta_u = -80^\circ\text{C}$
- Zahl der Zyklen:  $n = 1, 3, 5, 10, 15$

Auf Grundlage dieser Versuche wurden Verbund-Grundgesetze (Verbundspannung-Verschiebungsbeziehungen) für den Bereich  $+20^\circ\text{C} \leq \vartheta \leq -170^\circ\text{C}$  aufgestellt.



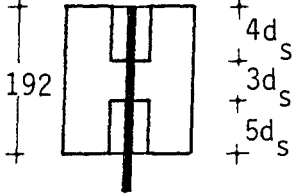
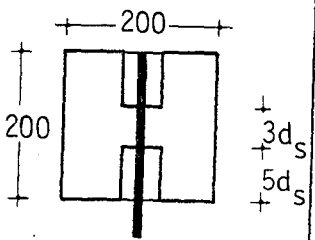
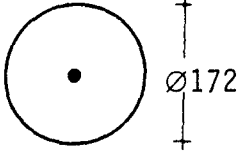
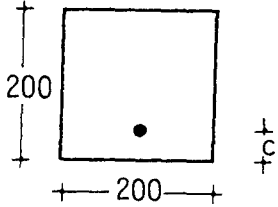
### 3. BAUSTOFFE UND PROBENFORM

Bei den Versuchen zur Bestimmung der Verbundspannungen bei tiefen Temperaturen wurden die gleichen Baustoffe verwendet, über deren Tieftemperatureigenschaften bereits im Teil 2 dieses Forschungsberichtes /1/ berichtet worden ist, nämlich:

- Beton:
- PZ-Beton B25 mit einem Mischungsverhältnis 1 : 6,4 : 0,8 GT
  - PZ-Beton B45 mit einem Mischungsverhältnis 1 : 5,4 : 0,6 GT
- Betonstahl:
- BSt 420/500 RU Ø 16 mit  $f_R = 0,067$
  - BSt 420/500 RU Ø 16 mit  $f_R = 0,058$

Als Versuchskörper wurden zylindrische und kubische Betonkörper gewählt, wobei der zylindrische bei den zentrischen Ausziehversuchen angewendet wurde und der kubische bei den exzentrischen. Die Ausbildung der Probekörper entspricht den Empfehlungen von RILEM/CEB/FIP, vgl. /16/. Danach beträgt der Durchmesser der Körper etwa das Zehnfache des Durchmessers des Bewehrungsstabes  $d_s$  und die verbundfreie Vorlänge  $5 d_s$ . Die Verbundlänge sollte lt. o.g. Empfehlungen /16/ ebenfalls  $5 d_s$  betragen. Wie Vorversuche aber zeigten, war bei den Tieftemperaturversuchen eine Änderung erforderlich, vgl. Abschnitt 5. Daher wurden bei allen weiteren Probekörpern die Verbundlängen einheitlich mit  $3 d_s$  eingestellt. Zur Erzielung einer einheitlichen Temperaturverteilung innerhalb der Verbundzone war außerdem am oberen lastfreien Stabende eine verbundfreie Länge von  $\sim 4 d_s$  erforderlich. Die Probekörper hatten somit folgende Abmessungen:

Tabelle 1: Geometrische Ausbildung der Probekörper

	Zylinder	Würfel
Längsschnitt		
Querschnitt		
Stabdurchmesser	16 mm	16 mm
Querschnitt	Ø172 mm	200/200 mm
Höhe	192 mm	200 mm
Verbundlänge	3 d <sub>s</sub>	3 d <sub>s</sub>
Betondeckung	~ 5 d <sub>s</sub>	2 d <sub>s</sub>

Die Verbundlage der Bewehrungsstäbe entspricht dem Verbundbereich I gemäß DIN 1045 Abs. 18.4. Die Zugrichtung im Ausziehversuch entspricht der Betonierichtung.

Entsprechend des vorgegebenen Versuchsprogrammes ergaben sich prinzipiell 3 unterschiedliche Stablagen des Bewehrungsstabes im Probekörper:

- mittige Lage des Bewehrungsstabes im Probekörper (Zylinder oder Würfel), Betonüberdeckung ca. 5 d<sub>s</sub>
- Randlage des Bewehrungsstabes im Würfel, Betonüberdeckung zum Rand 2 d<sub>s</sub>, zur Seite ≈ 6 d<sub>s</sub>

- Ecklage des Bewehrungsstabes im Würfel, Betonüberdeckung zu beiden Rändern  $2 d_s$ .

Die verwendeten Probekörper und die wesentlichen Versuchsparmeter sind in Bild 1 dargestellt. Die Versuche zur zyklischen Tieftemperaturbeanspruchung wurden an Proben mit Randlage des Bewehrungsstabes durchgeführt.

Die vorgesehenen Probekörper, Ausziehkörper im Würfelformat 20/20/20 cm bzw. zylindrische Ausziehkörper  $\varnothing 17,2 \text{ cm}/h = 19,2 \text{ cm}$ , wurden in einer speziell für diese Versuche entwickelten Stahlschalung hergestellt. Diese Schalung ermöglichte es, die Lage des Bewehrungsstabes und die Verbundlänge in jeder gewünschten Weise zu verändern, s. Bilder 2 und 3. Nach dem Betonieren verblieben die Probekörper 7 Tage bei feuchter Nachbehandlung in dieser Schalung, ehe sie ausgeschalt wurden. Bis zur Versuchsdurchführung im Alter von mehr als 150 Tagen wurden die Probekörper in Folie versiegelt, so daß der ursprüngliche Wassergehalt der Proben während der Lagerungsdauer nicht verändert wurde. Somit wurde ein Zustand erreicht, wie er auch in massigen Bauteilen vorliegt.

#### 4. VERSUCHSEINRICHTUNG

Für die hier vorgesehenen Versuche war es erforderlich, einen gesonderten Versuchsstand zu konzipieren, damit die Probekörper im Versuchsstand geregelt auf die vorgesehene Temperatur abgekühlt und die Ausziehversuche bei ausgeglichenem Temperaturfeld weggeregt gesteuert werden konnten. Der Versuchsstand ist in Bild 4 dargestellt. Er umfaßt folgende Bauteile: Prüfraumen, Hohlkolbenzylinder, Kraftmeßdose mit Kugelkalotte und Kältekammer. Die Prüftemperatur konnte in der Kältekammer beliebig zwischen  $+20^{\circ}\text{C}$  und  $-190^{\circ}\text{C}$  erzeugt werden, wobei die Abkühl- und Erwärmungsgeschwindigkeiten frei wählbar waren. Das Kühlmedium war Flüssigstickstoff, der mit Hilfe eines Propellers im Kühlraum zerstäubt wurde. In Vorversuchen wurde die Abkühlgeschwindigkeit und die Temperaturhaltezeit bestimmt, um somit ein eigenspannungsfreies Abkühlen und ein homogenes Temperaturfeld im Probekörper zu gewährleisten, vgl. Abschnitt 5.

Die Belastung erfolgte durch den Hohlkolbenzylinder, wobei der Kolbenweg geregelt mit  $1\text{ mm/min}$  gesteuert wurde, so daß im Lastanstiegsbereich eine gleichmäßige Spannungszunahme im Bewehrungsstab erreicht wurde, während im Bereich der Höchstlast die Verschiebung des Stahles gegenüber dem Beton (Schlupf) gleichmäßig gesteigert wurde.

Bei den Ausziehversuchen wurde der Schlupf auf der lastabgewandten Seite des Probekörpers mit Hilfe eines Quarzglasdilatometers gemessen. Dieses Dilatometer wurde speziell für die hier auftretenden meßtechnischen Probleme entwickelt. Auf der lastabgewandten Seite tastete ein Quarzrohr die Oberfläche des Betons an, während ein in diesem Rohr geführter Quarzstab das Ende des Bewehrungsstabes antastete. Quarzstab und -rohr wurden aus der Kältekammer herausgeführt, so daß außerhalb der Kältekammer die Relativverschiebung (Schlupf) mit einem normalen induktiven Wegaufnehmer gemessen werden konnte. Durch die Anordnung des

Meßsystems außerhalb der Kammer und durch die Verwendung von Quarzglas konnten Meßfehler - hervorgerufen durch kleine steuerungstechnisch bedingte Änderungen der Prüftemperatur innerhalb der Kammer - ausgeschlossen werden.

## 5. VORVERSUCHE AN AUSZIEHKÖRPERN

### 5.1 Festlegung der Abkühl- bzw. Erwärmungsgeschwindigkeit

Die Abkühlung des LNG-Innentanks erfolgt mit einer mittleren Abkühlrate von ca.  $0,7 \text{ }^{\circ}\text{C/h}$ . Mit dieser Abkühlgeschwindigkeit ist es möglich, die Temperaturgradienten eines Betonbehälters unterhalb  $\Delta\vartheta \leq 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$  zu halten /17/, wodurch mögliche Eigenspannungen nur geringe Größenordnung erreichen.

Um bei den Ausziehversuchen mögliche Schädigungen der Probekörper infolge Eigenspannungen auszuschließen, war es erforderlich, die Abkühl- und die Erwärmungsgeschwindigkeit so einzustellen, daß der Temperaturgradient auch bei instationären Kammertemperaturen ein zulässiges Maß nicht überschreitet. Zur Festlegung der Abkühl- und Erwärmungsgeschwindigkeit wurden in Versuchen an zylindrischen und kubischen Probekörpern das instationäre Temperaturfeld bei Abkühlung und unterschiedlichen Abkühlgeschwindigkeiten aufgezeichnet. Da eine zu hohe Abkühlgeschwindigkeit große Eigenspannungen im Probekörper erzeugt und sehr niedrige Abkühlgeschwindigkeiten erhebliche Kühlmittelkosten hervorrufen, war es erforderlich, eine praktikable Lösung zu finden. Für eine Abkühlgeschwindigkeit von  $-0,5 \text{ }^{\circ}\text{C/min}$  sind einige Temperaturfelder in den Bildern 5 bis 12 dargestellt. Bei den zylindrischen Probekörpern ergibt sich ein maximaler Temperaturgradient von  $\Delta\vartheta = 11 \text{ }^{\circ}\text{C}$  (Temperaturdifferenz zwischen Probenoberfläche und -zentrum), für die kubischen Probekörper in der Diagonale von  $\Delta\vartheta = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$  und im Querschnitt von  $\Delta\vartheta = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ . Die aus diesen Temperaturdifferenzen resultierenden Eigenspannungen ergeben bei Abkühlung im Bereich der Verbundzone (Zentrum) maximale Druckspannungen von ca.  $3,0 \text{ N/mm}^2$  und im Außenbereich des Probekörpers maximale Zugspannungen von ca.  $0,7 \text{ N/mm}^2$ . Bei Erwärmung der abgekühlten Probe (zyklische Temperaturbeanspruchung) ändern die Eigenspannungen das Vorzeichen. Demnach ergibt sich bei Erwärmung im Verbundzonenbereich Zug und im Außenbe-

reich Druck. Die Größe dieser Eigenspannungen ist gering, so daß diese nur einen untergeordneten Einfluß auf die Tieftemperatur-Versuchsergebnisse ausüben können.

## 5.2 Festlegung einer einheitlichen Verbundlänge und einer einheitlichen Betongüte

Bei der Auswertung von Ausziehversuchen wird davon ausgegangen, daß es berechtigt ist, von einer annähernd gleichmäßigen Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verbundlänge auszugehen /11, 16/. Diese Voraussetzung ist nach /11/ bei RT und bei Verbundlängen  $l_v < 7 d_s$  gegeben. An zentrischen Ausziehkörpern mit mittigem Bewehrungsstab BSt 420/500 RUS,  $\emptyset$  8 mm und Verankerungslängen  $l_v = 3 d_s$  bis  $5 d_s$  konnte aber bei Prüftemperaturen von  $-40^\circ\text{C}$  und  $-60^\circ\text{C}$  festgestellt werden, daß die Verbundlänge noch einen Einfluß auf die mittleren Versuchsergebnisse ausübt, siehe Bilder 13 und 14. Es ist zu erkennen, daß die mittlere Verbundfestigkeit bei Verbundlängen von  $4 d_s$  und  $5 d_s$  um ca. 10 % bzw. 25 % gegenüber der bei einer Verbundlänge von  $3 d_s$  abfällt.

Erste Ausziehversuche bei TT, unter Verwendung eines üblichen Konstruktionsbetons, Betonfestigkeitsklasse B45, ergaben, daß selbst bei kleinen Verbundlängen von  $l_v = 3 d_s$  ein Verbundversagen bei Temperaturen unter  $-100^\circ\text{C}$  nicht erreicht werden konnte, vgl. Abschnitt 6.2.1. Der Bewehrungsstab gelangte ins Fließen bzw. er zerriß. Durch die tiefen Temperaturen wurde die Verbundfestigkeit so gesteigert, daß sie die Stahlfestigkeit übertraf. Somit konnten Untersuchungen zum Verbundversagen im Tieftemperaturbereich nur bei weiterer Verringerung der Verbundlänge, durch Verringerung der Betonfestigkeit, durch Vergrößerung der Stahlfestigkeit, o.a. durchgeführt werden. Da eine Verkleinerung der Verbundlänge auf Werte unter  $3 d_s$  zu kaum mehr praktikablem Umgang mit dem Probekörper geführt hätte und die Stahlfestigkeitsklasse sich nach handelsüblichen Bewehrungsstäh-

len richten sollte, blieb hier nur die Möglichkeit der Absenkung der Betonfestigkeitsklasse. Dieser ausgewählte Beton gleicht, wie schon in /1/ beschrieben, im thermischen Dehnverhalten dem eines typischen Konstruktionsbetons, besitzt dagegen bei RT eine Festigkeit entsprechend einem Beton B25.



## 6. VERSUCHSERGEBNISSE - VERBUNDFESTIGKEIT BEI TT

### 6.1 Allgemeines zur Darstellung der Versuchsergebnisse

Es wurde versucht, die Darstellung der Versuchsergebnisse in einer einheitlichen Weise durchzuführen. Demnach wurden die Ergebnisse komplett für die einzelnen Versuchsserien - Berücksichtigung einzelner Parameter - vorgelegt, anschließend erfolgt eine vergleichende Betrachtung. Entsprechend Abschnitt 2 und 3 wurden folgende Serien im Bereich tiefer Temperaturen untersucht:

- Zylindrischer Ausziehkörper; Beton B45; Betonstahl BSt 420/500 RU,  $\emptyset$  16,  $f_R = 0,067$  und  $f_R = 0,058$ ; Betondeckung  $c = 5 d_s$  (mittige Lage)
- Zylindrischer Ausziehkörper; Beton B25; Betonstahl BSt 420/500 RU,  $\emptyset$  16,  $f_R = 0,058$ ; Betondeckung  $c = 5 d_s$  (mittige Lage)
- Kubischer Ausziehkörper; Beton B25, Betonstahl BSt 420/500 RU,  $\emptyset$  16,  $f_R = 0,058$ ; Betondeckung  $c_x = c_y = 5 d_s$  (mittige Lage)
- Kubischer Ausziehkörper; Beton B25; Betonstahl BSt 420/500 RU,  $\emptyset$  16,  $f_R = 0,058$ ; Betondeckung  $c_y = 5 d_s$  und  $c_x = 2 d_s$  (Randlage). - An dieser Serie wurden auch die Einflüsse von zyklischen Temperaturbeanspruchungen auf die Verbundeigenschaften untersucht.
- Kubischer Ausziehkörper; Beton B25; Betonstahl BSt 420/500 RU,  $\emptyset$  16,  $f_R = 0,058$ ; Betondeckung  $c_x = c_y = 2 d_s$  (Ecklage).

Die Darstellungen für jede Versuchsserie umfassen:

- Die Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei unterschiedlichen Temperaturen in halblogarithmischer Achsenteilung

$$\tau_v(\vartheta) = f(v)$$

- Die Verbundspannung in Abhängigkeit von der Tieftemperatur bei unterschiedlichen Stabendverschiebungen

$$\tau_v(\vartheta, v) = f(\vartheta)$$

- Die auf die Verbundfestigkeit  $\tau_{vu}$  bei  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von der Tieftemperatur bei unterschiedlichen Stabendverschiebungen

$$\tau_v(\vartheta, v)/\tau_{vu}(+20\text{ }^{\circ}\text{C}) = f(\vartheta)$$

- Die auf die Tieftemperatur-Zylinderdruckfestigkeit des Betons bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von der Temperatur bei unterschiedlichen Stabendverschiebungen

$$\tau_v(\vartheta, v)/\beta_c(\vartheta) = f(\vartheta)$$

## 6.2 Ausziehversuche bei mittiger Lage des Bewehrungsstabes

### 6.2.1 Ergebnisse für Beton B45

Die Ergebnisse der Ausziehversuche an zylindrischen Probekörpern (mittige Lage bzw. Betondeckung  $c = 5\text{ }d_s$ ) bei Anwendung eines normalen Konstruktionsbetons B45, eines Bewehrungsstahles BSt 420/500 RU,  $\varnothing 16\text{ mm}$  mit einer bezogenen Rippenfläche  $f_R = 0,067$  und  $0,058$  und bei versiegelter Lagerung der Proben sind in den Bildern 15 bis 18 dargestellt. Die Prüftemperaturen betrugen  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $-80\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Je Prüftemperatur wurden i.d.R. 3 Versuche durchgeführt. Während bei den  $\tau_v$ -v-Kurven, Bild 15 und 16, das mittlere Versuchsergebnis bei der jeweiligen Prüftemperatur aufgetragen wurde, wurden für die übrigen Darstellungen, Bild 17 und 18, nur die Mittelwerte der je 3 Ausziehversuche verwendet. In Bild 17 ist zusätzlich die Streubreite der Einzelversuche eingetragen. Hieraus wird er-

sichtlich, daß eine Mittelwertbildung bei den gewonnenen Versuchsergebnissen durchaus sinnvoll ist, auch wenn die Streuung der Einzelversuchsergebnisse im Bereich sehr tiefer Temperaturen z.T. beträchtlich ausfällt.

Während sich die ermittelten Verbundspannungen für sehr kleine Stabendverschiebungen  $v = 0,01$  mm im gesamten Temperaturbereich  $+20^{\circ}\text{C}$  bis  $-170^{\circ}\text{C}$  nur sehr geringfügig verändern, bewirkt eine Temperaturabsenkung bei größeren Stabendverschiebungen  $v > 0,02$  mm einen deutlichen Anstieg der auftretenden Verbundspannung. Dieser Verbundspannungsanstieg ist in etwa proportional zur Temperaturänderung.

Werden Ausziehversuche über den Kolbenweg gesteuert, wie in dieser Forschungsarbeit, vgl. Abs. 4, so kann der fallende  $\tau_v$ - $v$ -Ast nach Erreichen der Verbundfestigkeit erfaßt werden. Nach einem Spannungsabfall beim Gleitversagen mündet die Verbundspannung dann in das Plateau der Gleitreibung ein. Dieses Verhalten ist für die  $\tau_v$ - $v$ -Kurven auch für Prüftemperaturen bei  $+20^{\circ}\text{C}$  bis  $-100^{\circ}\text{C}$  in Bild 15 und 16 angedeutet. Für diesen Temperaturbereich lassen sich die Verbundspannungs-Verschiebungskurven über den gesamtmöglichen Verschiebungsbereich als geschlossene Linien darstellen.

Bei der Prüftemperatur von  $-170^{\circ}\text{C}$  verändert sich das Verbundverhalten grundlegend. Schon bei kleinen Stabendverschiebungen rutscht der Bewehrungsstab schlagartig, wobei anschließend ein weiterer Festigkeitsanstieg beobachtet werden kann. Die ersten Verschiebungssprünge treten bei Stabendverschiebungen von ca  $v \geq 0,10$  mm ( $\tau_v \geq 26$  N/mm<sup>2</sup>) auf und sind noch verhältnismäßig klein  $\Delta v \approx 0,01$  mm. Bei Stabendverschiebungen  $v > 0,16$  mm können Sprünge von  $\Delta v = 0,1$  bis  $0,3$  mm festgestellt werden. Nach diesen Sprüngen war eine weitere Laststeigerung möglich, bei der aber nur noch ein geringer Verformungszuwachs zu beobachten war.

Eine Beanspruchung bis zum Verbundbruch war allerdings nicht möglich. Die Versuche bei  $-170^{\circ}\text{C}$  mußten nahe der Zugfestigkeit des Bewehrungsstahles abgebrochen werden, da ansonsten die Gefahr der Zerstörung des Meßsystems bestand. Bis zum Bruch beanspruchbare Proben versagten durch Gleitbruch. Sprengbrüche oder Risse an der Oberfläche wurden nicht festgestellt!

Die Sprünge in den  $\tau$ - $v$ -Kurven bei extrem tiefen Temperaturen können möglicherweise auf schlagartig einsetzende Rißbildung im Verbundbereich, vgl. /18/, zurückgeführt werden. Wegen der Vielzahl der Sprünge und der geringen Anzahl einbindender Rippen (ca. 4 bis 5 Rippen) kann das Abscheren der Konsolen nicht allein als Begründung herangezogen werden. Hier sind noch weitere Untersuchungen erforderlich.

Wie bei RT beeinflußt die bezogene Rippenfläche in der hier variierten Größe  $f_R = 0,058$  und  $f_R = 0,067$  auch bei TT das Verbundverhalten nur unwesentlich, s. Bild 15 und 16, so daß eine gemeinsame Darstellung für beide Bewehrungsstahlsorten zulässig ist.

Die sich aus den Verbundspannungs-Verschiebungskurven ergebende Verbundverfestigung infolge tiefer Temperaturen ist im Bild 18 als Anstieg der Verbundspannungen bei unterschiedlichen Stabendverschiebungen und als Anstieg der bezogenen Verbundspannung deutlich zu erkennen.

Im für den Gebrauchszustand maßgebenden Bereich  $v < 0,3$  mm ist eine nahezu lineare Verfestigung zu beobachten. Auch die Verbundfestigkeit erfährt, soweit die Tieftemperaturversuche Ergebnisse lieferten, d.h. bis  $-100^{\circ}\text{C}$ , nahezu eine zur Temperaturabnahme proportionale Steigerung. Bei  $-100^{\circ}\text{C}$  fällt die Verbundfestigkeit um ca. 225 % größer aus als bei  $+20^{\circ}\text{C}$ . Bei weiterer Temperaturabsenkung wird auch eine weitere Zunahme der Verbundfestigkeit zu erwarten sein, wie die Linien für Stabend-

verschiebungen, z.B.  $v = 0,3 \text{ mm}$ , zeigen. Diese lineare Verfestigung des Verbundes entspricht in etwa der Zunahme der Druckfestigkeit des hier verwendeten Betons bei versiegelter Lagerung, vgl. /1/.

Aus dieser Betrachtung und aus bekannten Forschungsarbeiten zum Verbundverhalten bei Raumtemperatur liegt der Schluß nahe, daß die Verbundspannungen auch im Tieftemperaturbereich auf die Betondruckfestigkeit bei den entsprechenden Temperaturen bezogen werden dürfen. Dieser Bezug ist in Bild 18 dargestellt. Hier ist zu erkennen, daß im Temperaturbereich  $+20 \text{ }^{\circ}\text{C}$  bis  $-170 \text{ }^{\circ}\text{C}$  ein nahezu proportionaler Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Betondruckfestigkeit herrscht. Das Pendeln der Versuchsergebnisse um die dargestellten Mittelwerte für unterschiedliche Stabendverschiebungen entspricht bekannten auch für RT vorhandenen Streubändern. Beachtet man, daß die Ausziehversuche bei  $-170 \text{ }^{\circ}\text{C}$  vor Erreichen der Verbundfestigkeit abgebrochen werden mußten, so ergibt sich aus den vorhandenen Versuchsergebnissen für den hier untersuchten Temperaturbereich ein konstantes Verhältnis der Verbundfestigkeit zur Druckfestigkeit von

$$\tau_{vu}(\vartheta)/\beta_c(\vartheta) \approx 0,48.$$

Zwischen der Tieftemperatur-Spaltzugfestigkeit des Betons und den Verbundspannungen bzw. -festigkeiten konnte kein unmittelbarer Zusammenhang festgestellt werden.

#### 6.2.2 Ergebnisse für Beton B25

Die Ergebnisse der Ausziehversuche an zylindrischen und an kubischen Probekörpern (mittige Lage bzw. Betondeckung  $c = 5 d_s$ ) bei Anwendung eines Betons mit mittlerer Festigkeit - B25 -, eines Bewehrungsstahles BSt 420/500 RU,  $\varnothing 16 \text{ mm}$ , mit einer bezogenen Rippenfläche  $f_R = 0,058$  und bei versiegelter Lagerung der Probekörper sind in den Bildern 19 bis 24 dargestellt. Die Prüftemperaturen betrugen bei den zylindrischen Probekörpern

+20 °C, -40 °C, -50 °C, -60 °C, -70 °C, -80 °C, -100 °C, -135 °C und -170 °C, bei den kubischen Probekörpern +20 °C, -100 °C, -120 °C, -140 °C und -170 °C. Je Prüftemperatur wurden i.d.R. 3 Versuche durchgeführt. Die Art der Darstellung der Versuchsergebnisse entspricht jener für Beton B45, vgl. Abs. 6.2.1.

Untersuchungen an kubischen und zylindrischen Ausziehkörpern bei mittlerer Lage des Bewehrungsstabes wurden zum einen durchgeführt, um nachzuweisen, daß die hier verwendeten Prüfkörper einen direkten Vergleich erlauben, zum anderen sollten durch gezielte Veränderungen der Prüftemperaturen schwerpunktmäßig Bereiche unterhalb und oberhalb -100 °C näher untersucht werden.

Ein Vergleich der Versuchsergebnisse, s. Bilder 19 bis 21 und 22 bis 24, zeigt, daß die verwendeten Probekörper zu ähnlichen Tieftemperaturspannungen und -festigkeiten führen.

Auch hier wird - wie bei den Proben aus Beton B45 - die Verbundspannung bei einer Stabendverschiebung von  $v = 0,01$  mm im gesamten Temperaturbereich +20 °C bis -170 °C nur geringfügig von der Temperatur beeinflusst. Bei Stabverschiebungen  $v > 0,02$  mm bewirkt eine Temperaturabsenkung eine deutliche Versteifung des Verbundes, die aber nicht wie beim Beton B45 proportional zur Temperaturänderung ausfällt. Besonders deutlich ist die stärkere Zunahme der Verbundsteifigkeit im Temperaturbereich -60 °C bis -100 °C gegenüber der sanfteren Versteifung bei Temperaturen über -60 °C. Bei Temperaturen unterhalb -120 °C erfolgt nur noch eine geringe Zunahme, z.T. weisen die Versuchsergebnisse bei -170 °C sogar einen Abfall aus.

Wie schon bei den Ausziehkörpern aus B45 festgestellt, lassen sich auch bei den Proben aus B25 die  $\tau_v$ - $v$ -Kurven, s. Bilder 19 und 22, bei Prüftemperaturen von +20 °C bis -100 °C als geschlossene Linien darstellen. Bei Prüftemperaturen unterhalb -100 °C verändert sich das Verbundverhalten grundlegend. Mit zunehmender

Temperaturabsenkung rutscht der Bewehrungsstab schon bei kleinen Stabendverschiebungen schlagartig. Wie aus den Darstellungen zu entnehmen ist, ist der Beginn und die Größe der sprunghaften Zunahme der Stabendverschiebung temperaturabhängig. Bei  $-120^{\circ}\text{C}$  tritt bei Stabendverschiebungen von  $v \geq 0,65 \text{ mm}$  der erste und einzige Sprung mit einer Größe von  $\Delta v > 1,0 \text{ mm}$  auf. Bei Temperaturen von  $-135^{\circ}\text{C}$  bis  $-170^{\circ}\text{C}$  erfolgen die ersten sehr kleinen sprunghaften Zunahmen der Stabendverschiebung bei Stabendverschiebungen von  $v = 0,1 \text{ mm}$ . Bei weiterer Laststeigerung und Zunahme der Stabendverschiebung nimmt auch die Größe der Sprünge zu. Bis  $v = 0,18 \text{ mm}$  liegt die Größe der Sprünge unter  $\Delta v < 0,2 \text{ mm}$ , bei  $v > 0,3 \text{ mm}$  erreichen die Sprünge mehr als  $1,0 \text{ mm}$ . Nach den großen Sprüngen mit  $\Delta v > 1,0 \text{ mm}$  ist zwar noch eine weitere Laststeigerung möglich, meist führte sie jedoch bei nur geringem Verformungszuwachs zu schlagartigem Versagen der Proben durch Gleitbruch. Ein Spalten der Probekörper oder Rißbildungen an den Außenflächen konnten nicht beobachtet werden.

Bei der hier gewählten Betonfestigkeitsklasse - B25 - konnten zwar die kubischen Probekörper auch bei Temperaturen unter  $-100^{\circ}\text{C}$  bis zum Verbundversagen, hier Gleitbruch, beansprucht werden, leider war dies bei den zylindrischen Proben nicht möglich. Hier konnte nur eine Probe bei  $-170^{\circ}\text{C}$  bis zum Verbundbruch beansprucht werden, die anderen Versuche bei  $-135^{\circ}\text{C}$  und  $-170^{\circ}\text{C}$  mußten aus den oben dargestellten Gründen vorzeitig abgebrochen werden.

Die Verfestigung des Verbundes bei tiefen Temperaturen ist den Bildern 20 und 23 als Anstieg der Verbundspannungen bei unterschiedlichen Stabendverschiebungen und als Anstieg der bezogenen Verbundspannung zu entnehmen. Der Anstieg der Verbundtragfähigkeit ist bei allen Stabendverschiebungen  $v \geq 0,1 \text{ mm}$  prinzipiell gleich. Bis  $-60^{\circ}\text{C}$  ist die Steigerung der Verbundfestigkeit gegenüber der bei  $+20^{\circ}\text{C}$  sanft und erreicht ca. 200 %. Bis  $-100^{\circ}\text{C}$

erfolgt ein steiler Anstieg auf ungefähr 350 %. Bei weiterer Temperaturabsenkung erfolgt noch eine geringfügige Steigerung der Verbundfestigkeit bis auf ca. 400 %. Dieses Maximum liegt bei Temperaturen von  $-135^{\circ}\text{C}$  bis  $-140^{\circ}\text{C}$ . Bei  $-170^{\circ}\text{C}$  erfolgt bereits ein Abfall der Festigkeit.

Der Bezug der Verbundspannungen im Tieftemperaturbereich auf die Betondruckfestigkeit bei den entsprechenden Temperaturen ist in den Bildern 21 und 24 dargestellt. Die Ergebnisse variieren stark. Durch die unterschiedlichen Prüftemperaturen bei den kubischen und zylindrischen Probekörpern ergeben sich unterschiedliche Mittelwerte. Die Verfestigung des Verbundes infolge tiefer Temperaturen entspricht hier nicht der in /1/ dargestellten Zunahme der Betondruckfestigkeit. Bei beiden Probekörpern wird besonders im Temperaturbereich unterhalb  $-100^{\circ}\text{C}$  deutlich, daß die vorliegende Verbundverfestigung keinen Bezug zur Zunahme der Betondruckfestigkeit aufweist. Dies dürfte auf das veränderte Verbundversagen bei Temperaturen unterhalb  $-100^{\circ}\text{C}$  zurückzuführen sein.

Auch hier konnte für den Temperaturbereich  $+20^{\circ}\text{C}$  bis  $-170^{\circ}\text{C}$  zwischen der Spaltzugfestigkeit des Betons und den Verbundspannungen bzw. -festigkeiten kein unmittelbarer Zusammenhang festgestellt werden.

### 6.3 Ausziehversuche bei Randlage des Bewehrungsstabes

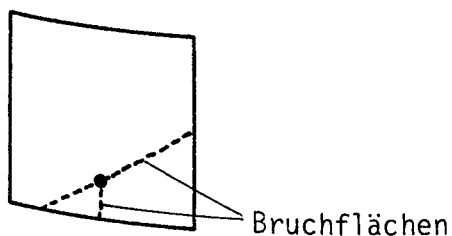
#### 6.3.1 Ausziehversuche bei tiefen Temperaturen

Die Ergebnisse der Ausziehversuche an kubischen Probekörpern mit Randlage des Bewehrungsstabes (Betondeckung  $c_x = 2 d_s$ ,  $c_y = 5 d_s$ ) bei Anwendung eines Betons der Festigkeitsklasse B25, eines Bewehrungsstahles BSt 420/500 RU,  $\emptyset$  16 mm, mit einer bezogenen Rippenfläche  $f_R = 0,058$  und bei versiegelter Lagerung der Probekörper sind in den Bildern 25 bis 27 dargestellt. Die Prüftemperaturen betrugen  $+20^{\circ}\text{C}$ ,  $-40^{\circ}\text{C}$ ,  $-60^{\circ}\text{C}$ ,  $-80^{\circ}\text{C}$ ,  $-100^{\circ}\text{C}$ ,



-135 °C und -170 °C. Je Prüftemperatur wurden 3 Versuche durchgeführt. Die Art der Darstellung der Versuchsergebnisse entspricht jener für Proben mit mittigem Bewehrungsstab, vergleiche Abs. 6.2.1.

Schon bei kleinen Stabendverschiebungen,  $v \geq 0,01$  mm, übt eine Temperaturabsenkung einen deutlichen Einfluß auf die Entwicklung der Verbundspannungen aus. Die Verbundfestigkeit wächst in etwa linear mit der Temperaturabsenkung bis zu einer Temperatur von -60 °C an. Unterhalb dieser Temperatur bis -100 °C erfolgt ein steilerer Anstieg. Im Temperaturbereich -100 °C bis -170 °C entspricht die Steigerung der Verbundfestigkeit der bei Temperaturen +20 °C bis -60 °C. Der diskontinuierliche Anstieg der Verbundfestigkeit ist i.w. auf das temperaturabhängige Bruchbild der Ausziehkörper zurückzuführen. Während die Proben im Temperaturbereich +20 °C bis einschl. -60 °C durch Herausziehen des Stabes (Gleitbruch) versagen, tritt bei Prüftemperaturen von -135 °C und -170 °C Versagen der Proben durch Sprengbruch ein, dabei entspricht das Bruchbild der nebenstehenden Skizze.



Der Temperaturbereich  $\vartheta < -60$  °C bis -100 °C ist in bezug auf die Versagensart für die Proben mit Randlage des Bewehrungsstabes als Übergangsbereich zu betrachten. Einige Proben versagen zwar noch durch Gleitbruch, es haben sich allerdings schon Risse an der Oberfläche gebildet, die parallel zum Bewehrungsstab verlaufen; andere Proben versagen, wie oben dargestellt, in diesem Temperaturbereich durch Sprengbruch.

Wie schon bei den Proben mit mittigem Bewehrungsstab festgestellt, lassen sich auch bei den Proben mit Randlage des Bewehrungsstabes die  $\tau_v$ - $v$ -Kurven, s. Bild 25, bei Prüftemperaturen von +20 °C bis -135 °C als geschlossene Linien darstellen. Zu

beachten ist hier allerdings, daß beim Verbundversagen durch Sprengbruch gegenüber dem durch Gleitbruch nach Erreichen der Verbundfestigkeit, keine Restfestigkeit verbleibt. Auch bei diesen Probekörpern ändert sich das Verbundverhalten bei sehr tiefen Temperaturen grundlegend. Bei  $-170^{\circ}\text{C}$  rutscht der Bewehrungsstab schon bei kleinen Stabendverschiebungen schlagartig. Schlagartige Stabendverschiebungen von  $\Delta v = 0,01 \text{ mm}$  können schon bei Stabendverschiebungen von  $v = 0,05 \text{ mm}$  auftreten. Bei weiterer Laststeigerung nehmen Anzahl und Größe der Sprünge zu und können bei  $v = 0,3 \text{ mm}$  Größe von  $\Delta v = 0,3 \text{ bis } 1,3 \text{ mm}$  erreichen. Auch hier konnte beobachtet werden, daß nach dem letzten großen sprunghaften Zuwachs der Stabendverschiebung der Verbundbruch ohne wesentlichen Verformungszuwachs eintritt.

Die Verfestigung des Verbundes infolge tiefer Temperaturen ist in Bild 26 als Anstieg der Verbundspannungen bei unterschiedlichen Stabendverschiebungen und als Anstieg der bezogenen Verbundspannung zu entnehmen. Wie schon zuvor beschrieben, ist die Steigerungsrate der Verbundfestigkeit diskontinuierlich. Bei  $-60^{\circ}\text{C}$  liegt die Steigerungsrate gegenüber  $+20^{\circ}\text{C}$  bei ca. 160 %, bei  $-100^{\circ}\text{C}$  bei 280 % und beträgt bei  $-170^{\circ}\text{C}$  340 %.

Ob bei Randlage des Bewehrungsstabes eine Proportionalität zwischen den Verbundspannungen und der Betondruckfestigkeit bei entsprechender Temperatur vorliegt, konnte anhand der hier durchgeführten Versuche nicht festgestellt werden.

Der Bezug zwischen Verbundspannung und Betondruckfestigkeit im Bereich tiefer Temperaturen ist für diese Proben in Bild 27 dargestellt. Die Versuchsergebnisse zeigen gerade im Temperaturbereich  $-60^{\circ}\text{C}$  bis  $-135^{\circ}\text{C}$  große Differenzen auf. Möglicherweise kann dies durch die Veränderung des Verbundversagens, Gleitbruch-Sprengbruch, bewirkt worden sein. Auch hier konnte zwischen der Spaltzugfestigkeit des Betons und den Verbundspannungen für den Temperaturbereich  $+20^{\circ}\text{C}$  bis  $-170^{\circ}\text{C}$  kein deutlicher Zusammenhang festgestellt werden.

### 6.3.2 Ausziehversuche nach zyklischer Temperaturbeanspruchung

Untersuchungen zu den mechanischen Eigenschaften von Beton nach Tieftemperaturzyklen haben gezeigt, daß diese Zyklen die Festigkeiten, den E-Modul etc., erheblich beeinflussen können. Um beurteilen zu können, in welchem Maße Tieftemperaturzyklen auch die Verbundfestigkeit beeinflussen, wurden Ausziehversuche an kubischen Probekörpern mit Randlage des Bewehrungsstabes, Beton B25, Betonstahl BSt 420/500 RU,  $\emptyset$  16 mm, mit einer bezogenen Rippenfläche  $f_R = 0,058$  und bei versiegelter Lagerung der Probekörper durchgeführt.

Dabei wurde die Temperaturbeanspruchung der Probekörper durch Zyklen lastfrei in einer Kältekammer aufgebracht. Die Abkühlgeschwindigkeit und Erwärmungsgeschwindigkeit betrug wie zuvor  $0,5 \text{ }^{\circ}\text{C}/\text{min}$ . Da bekanntermaßen, vgl. /15/, eine mögliche Schädigung durch Tieftemperatur bereits bei  $-80 \text{ }^{\circ}\text{C}$  weitgehend abgeschlossen ist, wurden auch hier die Proben nur bis ca.  $-90 \text{ }^{\circ}\text{C}$  abgekühlt. Die Zulässigkeit dieses Schrittes ist auch aus dem thermischen Dehnverhalten des verwendeten Betons ableitbar, vgl. /1/, da der Beton bei Temperaturen unter  $-80 \text{ }^{\circ}\text{C}$  nur noch eine lineare Kontraktion aufweist. Zur vollständigen Temperaturkompensation wurden die maximalen Temperaturen  $+20 \text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $-90 \text{ }^{\circ}\text{C}$  für 2,0 Std. festgehalten.

Nach Durchführung der vorgesehenen Tieftemperaturzyklen wurden die Proben in den Versuchsstand eingebaut und bei  $+20 \text{ }^{\circ}\text{C}$  geprüft. Die Prüfung erfolgte nach 1, 3, 5, 10 und 15 Tieftemperaturzyklen und zum Vergleich bei  $+20 \text{ }^{\circ}\text{C}$  ohne vorherige Tieftemperaturbeanspruchung. Pro Zyklus wurden 3 Versuche durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Ausziehversuche sind in den Bildern 28 bis 31 dargestellt.

In Bild 28 sind die mittleren Versuchsergebnisse je Prüftemperatur aufgetragen, in Bild 29 sowohl die Mittelwerte als auch

die Ergebnisse aller Einzelversuche, in Bild 30 nur die Mittelwerte und in Bild 31 die Mittelwerte mit dem Streuband der Einzelergebnisse.

Aus der Darstellung der auf die Verbundfestigkeit bei  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  ohne vorherige Temperaturbeanspruchung bezogenen Verbundspannung ist der prozentuale Abfall der Verbundspannungen infolge zyklischer Temperaturbeanspruchung direkt ablesbar. Demnach ist der Abfall der Verbundfestigkeit nach 15 Zyklen unbedeutend. Die verhältnismäßig hohen Schwankungen bei 1 und 3 Zyklen sind auf Streuungen zurückzuführen.

Die Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit nimmt mit steigender Zyklenanzahl geringfügig zu. Hier kann eine Korrelation zwischen Abnahme der Verbundfestigkeit und Zunahme der zugehörigen Stabendverschiebung festgestellt werden. Zusammenfassend kann aus diesen Versuchen gefolgert werden, daß zyklische Temperaturbeanspruchungen zu einer unbedeutenden Veränderung der Verbundfestigkeit und -steifigkeit führen.

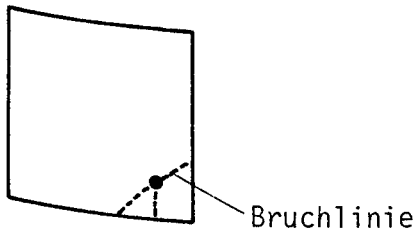
#### 6.4 Ausziehversuche bei Ecklage des Bewehrungsstabes

Die Ergebnisse der Ausziehversuche an kubischen Probekörpern mit Ecklage des Bewehrungsstabes (Betondeckung  $c_x = c_y = 2\text{ }d_s$ ) bei Anwendung eines Betons der Festigkeitsklasse B25, eines Bewehrungsstabes BSt 420/500 RU,  $\varnothing 16\text{ mm}$ , mit einer bezogenen Rippenfläche  $f_R = 0,058$  und bei versiegelter Lagerung der Probekörper sind in den Bildern 32 bis 34 dargestellt. Die Prüftemperaturen betrugen  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $-80\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $-135\text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Je Prüftemperatur wurden 3 Versuche durchgeführt. Die Art der Darstellung der Versuchsergebnisse entspricht jener für Proben mit mittigem Bewehrungsstab, vgl. Abs. 6.2.1.

Schon bei kleinen Stabendverschiebungen,  $v = 0,01\text{ mm}$ , übt eine Temperaturabsenkung einen deutlichen Einfluß auf die Entwicklung

der Verbundspannungen aus. Die Verbundfestigkeit wird bis  $-135^{\circ}\text{C}$  nahezu proportional zur Temperaturabsenkung gesteigert, bei weiterer Temperaturabsenkung fällt die Verbundfestigkeit dann leicht ab.

Das Verbundversagen ist bei den Probekörpern mit Ecklage des Bewehrungsstabes wie bei denen mit Randlage temperaturabhängig. Bei Prüftemperaturen  $+20^{\circ}\text{C}$  bis  $-40^{\circ}\text{C}$  versagen die Proben durch Gleitbruch, wobei sich allerdings an der Oberfläche Risse gebildet haben, die parallel zum Bewehrungsstab verlaufen. Bei Temperaturen unterhalb von  $-40^{\circ}\text{C}$  versagen die Proben durch Sprengbruch, dabei entspricht das Bruchbild der nebenstehenden Skizze.



Wie schon bei den Proben mit mittigem Bewehrungsstab festgestellt wurde, lassen sich auch bei den Proben mit Ecklage des Bewehrungsstabes die  $\tau_v$ - $v$ -Kurven, s. Bild 36, bei Prüftemperaturen von  $+20^{\circ}\text{C}$  bis  $-135^{\circ}\text{C}$  als geschlossene Linie darstellen. Hier ist allerdings zu beachten, daß das Verbundversagen durch Sprengbruch schlagartig abläuft und deshalb eine Restfestigkeit wie beim Gleitbruch nicht verbleibt. Wiederum rutscht der Bewehrungsstahl bei  $-170^{\circ}\text{C}$  schon bei kleinen Stabendverschiebungen schlagartig. Diese schlagartigen Sprünge treten schon bei geringen Beanspruchungen, d.h. bei kleinen Stabendverschiebungen von ca.  $v = 0,05 \text{ mm}$ , auf und haben anfangs geringe Größe, die sich mit zunehmender Belastung steigert. Die größten festgestellten Sprünge liegen bei  $\Delta v = 0,03 \text{ mm}$ , bei einer Stabendverschiebung von  $v = 0,1$  bis  $0,2 \text{ mm}$ . Im Anschluß an den letzten Sprung tritt ohne weitere Verformungszunahme und nur geringer Laststeigerung der Verbundbruch ein.

Die Verfestigung des Verbundes infolge tiefer Temperatur ist in Bild 33 als Anstieg der Verbundspannungen bei unterschiedlichen

Stabendverschiebungen und als Anstieg der bezogenen Verbundspannung zu entnehmen. Wie schon zuvor beschrieben, ist die Steigerungsrate der Verbundfestigkeit bis  $-135^{\circ}\text{C}$  proportional zur Temperaturabsenkung und beträgt bei  $-135^{\circ}\text{C}$  ca. 290 % und fällt bei Temperaturen von  $-170^{\circ}\text{C}$  leicht ab auf ca. 280 %.

Zu beachten ist, wie noch gezeigt wird, vgl. dazu Bild 40, daß mit sinkenden Temperaturen das Verformungsvermögen erheblich abnimmt. Bei Temperaturen unterhalb  $-100^{\circ}\text{C}$  betrug die maximale Stabendverschiebung bei Verbundversagen, hier Sprengbruch, weniger als 0,3 mm, zum Teil auch weniger als 0,2 mm (angedeutet durch die gestrichelten Linien in den Bildern 37 bis 39). Auch bei den anderen Temperaturen, bei denen Sprengbruch eintritt, liegt nur ein begrenztes Verformungsvermögen vor, bei  $-60^{\circ}\text{C}$  von  $v_{\text{um}} = 0,57$  und bei  $-80^{\circ}\text{C}$  von  $v_{\text{um}} = 0,42$  mm.

Inwieweit bei Ecklage des Bewehrungsstabes eine Proportionalität zwischen der Verbundfestigkeit und der Betondruckfestigkeit bei entsprechender Temperatur vorliegt, zeigt anhand der vorliegenden Ergebnisse Bild 34. Für den Bereich  $+20^{\circ}\text{C}$  bis  $-100^{\circ}\text{C}$  scheint dieser Bezug durchaus als gegeben, auch wenn im Bereich  $-60^{\circ}\text{C}$  bis  $-100^{\circ}\text{C}$  geringe Schwankungen um den angedeuteten Mittelwert vorliegen. Bei  $-135^{\circ}\text{C}$  ergeben sich dagegen große Abweichungen. Der Bezug der Verbundspannung zur Betondruckfestigkeit ist bei Ecklage des Bewehrungsstabes für den ganzen Verformungsbereich nicht gegeben, Grund hierfür ist die temperaturabhängige max. Stabendverschiebung. Auch hier konnte zwischen der Spaltzugfestigkeit des Betons und der Verbundfestigkeit für den Temperaturbereich  $+20^{\circ}\text{C}$  bis  $-170^{\circ}\text{C}$  kein gültiger Zusammenhang festgestellt werden.

## 7. GEGENÜBERSTELLUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE

### 7.1 Allgemeines

In den Bildern 35 bis 40 sind einige Versuchsergebnisse gegenübergestellt. Während in den Bildern 35 und 38 typische  $\tau_v$ - $v$ -Kurven eines Einzelversuches angegeben sind, sind in den Bildern 36, 37, 39 und 40 die Mittelwerte der Tieftemperaturversuche aufgetragen, wobei in Bild 37 zusätzlich die Streubreite angegeben ist. Die Veränderung der Verbundfestigkeit und die Veränderung der zugehörigen Stabendverschiebung  $v_u$  sind für den Temperaturbereich  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  bis  $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$  jeweils in absoluter Größe und in bezogener Weise aufgetragen. Durch den Bezug auf die Festigkeit bei  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  bzw. auf die Stabendverschiebung  $v_u$  bei  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  kann die Veränderung direkt in prozentualer Schreibweise abgelesen werden.

Auf die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse, die sich infolge unterschiedlicher Beanspruchung ergeben, - hier einmalige Abkühlung auf TT und zyklische Abkühlung und Prüfen bei RT - wird an dieser Stelle verzichtet. Hierzu gibt Abs. 6.3.2 ausreichend Auskunft.

### 7.2 Einfluß der Betongüte

Die Verbundfestigkeit wird durch tiefe Temperaturen in etwa gleichem Maße gesteigert, wie die Betondruckfestigkeit. Diese Verbundfestigkeitssteigerung fällt bei einem Beton B25 wesentlich höher aus als bei einem Beton B45, s. Bilder 38 und 39. Während in der Größe der Verbundfestigkeit der beiden Betone bei RT deutliche Unterschiede festzustellen sind, verringert sich dieser mit zunehmender Absenkung der Prüftemperatur. Bei  $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$  konnte für beide Betone die gleiche Verbundfestigkeit festgestellt werden. Grund für diese unterschiedliche Steigerung ist, wie bei der Veränderung der Druckfestigkeit unterschiedlicher Betongüten infolge tiefer Temperaturen, der bei geringeren Beton-

festigkeiten zunehmende Feuchtegehalt. Bei den hier untersuchten Betongüten und Prüfkörpern konnten bei Temperaturen unter  $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$  trotz kleiner Verbundlängen  $l_v = 3 d_s$  beim Beton B45 kein Verbundversagen erzielt werden, da vorher die Zugfestigkeit des Bewehrungsstahles erreicht war. Aus gleichem Grunde konnten bei  $\vartheta < -100\text{ }^{\circ}\text{C}$  auch beim B25 nur vereinzelte Proben bis zum Verbundbruch beansprucht werden.

Während im Temperaturbereich  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  bis  $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$  zwischen der Verbundspannung  $\tau_v$  und der Stabendverschiebung  $v$  ein stetiger Zusammenhang besteht, treten bei Temperaturen unter  $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$  schon bei geringen Beanspruchungen (bei kleinen Stabendverschiebungen) schlagartige Relativverschiebungen zwischen Beton und Bewehrungsstahl auf. Bei weiterer Steigerung der Beanspruchung vergrößern sich diese Sprünge und führen zum verformungslosen Versagen des Verbundes. Dieses Verhalten wird durch die Betongüte nicht beeinflusst.

Auch das Verformungsvermögen der Verbundzone wird, soweit es in diesen Versuchen festgestellt werden konnte ( $\vartheta \geq -100\text{ }^{\circ}\text{C}$  teilweise bis  $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$ ), durch Absenken der Prüftemperatur wesentlich beeinflusst. Dagegen zeigt die Veränderung der Betongüte kaum Einfluß auf das Prüfergebnis, vgl. Bild 37. Durch Absenkung der Temperatur wird bis zu einer Temperatur von  $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$  bis  $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$  das Verformungsvermögen gesteigert und zeigt bei diesen Temperaturen ein deutliches Maximum. Bei weiterer Temperaturabsenkung deutet sich eine Verringerung des Verformungsvermögens an, das hier unterhalb des bei RT festgestellten Wertes absinken kann.

### 7.3 Einfluß der Lage des Bewehrungsstabes

Die Größe der Steigerung der Verbundfestigkeit wird wesentlich von der Lage des Bewehrungsstabes im Verbundkörper beeinflusst, siehe Bild 38 und 39. Die Steigerung fällt bei zentrischer Lage des Bewehrungsstabes wesentlich größer aus als bei Rand-oder Eck-



lage. Sie beträgt bei  $-170^{\circ}\text{C}$  gegenüber  $+20^{\circ}\text{C}$  bei zentrischer Lage ca. 400 %, bei Randlage ca. 340 % und bei Ecklage ca. 280 %. Die Gründe für die unterschiedlichen Zunahmen der Verbundfestigkeit infolge tiefer Temperaturen sind in der Versagensart zu finden. Bei zentrischer Lage versagen die Verbundkörper durch Gleitbruch, während bei Randlagen bei Temperaturen  $\vartheta \leq -80^{\circ}\text{C}$  und bei Ecklagen bei  $\vartheta \leq -60^{\circ}\text{C}$  der Übergang zum Sprengbruch erfolgt.

Wie schon oben beschrieben, verändert sich das Verbundverhalten bei sehr tiefen Temperaturen deutlich gegenüber dem bei RT. Die  $\tau_v$ -v-Kurven können nicht mehr als stetige Linien aufgetragen werden; denn schon bei geringen Beanspruchungen (bei kleinen Stabendverschiebungen) treten schlagartige Relativverschiebungen zwischen Beton und Bewehrungsstahl auf. Dieses Verhalten ist prinzipiell unabhängig von der Betonüberdeckung und von der Lage des Bewehrungsstabes. Während bei mittiger Lage die sprunghafte Veränderung der Stabendverschiebung mit steigender Beanspruchung zunimmt, Größen von  $\Delta v > 1,0 \text{ mm}$  erreicht und anschließend die Probe bei nur sehr geringer Verformungszunahme durch Gleitbruch versagt, verringert sich bei Rand- und Ecklage die Größe der Sprünge, und die Proben versagen nach dem letzten Sprung verformungslos durch Sprengbruch.

Während bei RT das Verformungsvermögen der Verbundzone noch nahezu unabhängig von der Lage des Bewehrungsstabes ist, übt bei absinkender Temperatur die Lage des Bewehrungsstabes einen deutlichen Einfluß aus, s. Bild 40. Bei mittiger Lage erreicht das Verformungsvermögen bei  $-100^{\circ}\text{C}$  ein Maximum und fällt bis  $-170^{\circ}\text{C}$  wieder auf Werte wie bei RT ab. Bei Randlage erreicht das Verformungsvermögen bereits bei  $-60^{\circ}\text{C}$  ein Maximum und fällt bei weiterer Temperaturabsenkung auf Werte um 50 % des Wertes bei RT ab. Bei Ecklage zeigen die Versuchsergebnisse kein Maximum. Das Verformungsvermögen nimmt mit sinkender Temperatur ab und weist bei TT nur noch 20 % des Wertes bei RT auf. Die Verän-

derung des Verformungsvermögens kann, wie oben schon beschrieben, mit dem unterschiedlichen Verbundversagen erläutert werden; denn nach den jeweiligen Maxima treten bei TT Sprengbrüche bzw. sprunghafte Verformungszunahmen auf.

#### 7.4 Einfluß der bezogenen Rippenfläche

Veränderungen der bezogenen Rippenfläche von  $f_R = 0,058$  auf  $f_R = 0,067$  erbringen bei RT nur geringe Unterschiede bei der Ermittlung der Verbundfestigkeit. Auch bei Prüfungen bei TT verändert sich die Größe dieser Unterschiede nicht. Da die Streuung der Versuchsergebnisse größer als der meßbare Unterschied ausfiel, wurde auf eine Darstellung verzichtet.

## 8. FUNKTIONALE BESCHREIBUNG DES VERBUNDVERHALTENS

### 8.1 Allgemeines

Mit der funktionalen Beschreibung des Verbundverhaltens - Verbundgesetz - zwischen Beton und Bewehrungsstahl unter Berücksichtigung der Verschieblichkeit in der Verbundzone haben sich schon zahlreiche Forscher befaßt. Auf Grundlage von Ausziehversuchen wurde der Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Stabendverschiebung mathematisch formuliert. Dies geschah meist mit Potenzfunktionen. So z.B. nach Martin /12/:

$$\tau_v/\beta_w = k_0 + k_1 \cdot v^m \quad (1)$$

bzw. bei Vernachlässigung des ohnehin kleinen Adhäsionsterms  $k_0$  nach Noakowski /13/:

$$\tau_v/\beta_w = k \cdot v^m \quad (2)$$

Mit diesen Gesetzen gelingt aber nur im Bereich mäßig hoher Beanspruchung (Gebrauchsspannungszustand) eine zutreffende Anpassung an die Versuchsergebnisse. Die o.g. Funktionen besitzen kein Maximum. Damit ist mit ihnen weder der Bereich in Nähe der Verbundfestigkeit (Gleitbruch) noch der abfallende Ast der  $\tau_v$ - $v$ -Kurven im weggesteuerten Ausziehversuch beschreibbar.

Da, wie in Abschnitten 6 und 7 beschrieben, bei tiefen Temperaturen  $\vartheta \leq -100^\circ\text{C}$  sprunghafte Zunahmen der Stabendverschiebungen und nach dem letzten großen Sprung verformungsloses Verbundversagen durch Gleitbruch festgestellt wurde, erscheint hier eine Begrenzung der ausnutzbaren Verschiebungen von vornherein als sinnvoll. Bei der mathematischen Beschreibung des Verbundverhaltens für den Bereich tiefer Temperaturen wurde daher die maximale Stabendverschiebung mit  $v \leq 0,3 \text{ mm}$  begrenzt. Die nachfolgenden mathematischen Formulierungen dürfen daher, wie die entspr. Darstellungen, nur bis zu dieser Grenzverschiebung angewendet werden.

Wie bereits in Abs. 6 beschrieben, ist die Normierung der Verbundspannung auf die Betondruckfestigkeit im Tieftemperaturbereich noch nicht abgesichert. Daher werden die üblicherweise bei RT verwendeten Verbundgesetze, Gl. (1) und (2), für den Tieftemperaturbereich geringfügig in folgender Art modifiziert:

$$\begin{aligned}\tau_v(\vartheta) &= (k_0 + k_i \cdot v^m) \cdot \beta_w \\ \tau_v(\vartheta) &= a(\vartheta) + b(\vartheta) \cdot v^m(\vartheta)\end{aligned}\tag{3}$$

bzw.

$$\begin{aligned}\tau_v(\vartheta) &= (k \cdot v^m) \cdot \beta_w \\ \tau_v(\vartheta) &= A(\vartheta) \cdot v^{B(\vartheta)}\end{aligned}\tag{4}$$

Für die Formulierung der Verbundgesetze bei Berücksichtigung von Temperaturzyklen werden die Koeffizienten und Exponenten in den Gleichungen (3) und (4) nicht mehr in Abhängigkeit von der Prüftemperatur sondern von der Anzahl der Tieftemperaturzyklen  $n$  dargestellt.

## 8.2 Verbundgesetz für tiefe Temperaturen

Die Ergebnisse der Kurvenanpassung nach Gleichung (3) und (4) für die gemittelten Versuchsergebnisse nach Abs. 6 sind in den Bildern 41 bis 46 dargestellt. Die Übereinstimmung untereinander und mit den Versuchsergebnissen, vgl. Bilder 15, 16, 19, 22, 25 und 35 ist zufriedenstellend. Die in den Versuchen festgestellten Sprünge in den  $\tau_v$ - $v$ -Kurven bei Prüftemperaturen unter  $-100^\circ\text{C}$  sind durch die gewählte funktionale Beschreibung nicht darstellbar. Hier wurde eine geglättete Darstellung gewählt.

Die Veränderungen der Koeffizienten  $a$  und  $b$  sowie des Exponenten  $m$  in der Gleichung (3) in Abhängigkeit von der Temperatur sind in den Bildern 47 und 48 dargestellt, die des Faktors  $A$  und des Exponenten  $B$  der Gleichung (4) in Bild 49. Aus diesen Darstel-

lungen wird deutlich, daß die Ergebnisse der Kurvenanpassung für den Bereich tiefer Temperaturen noch großen Schwankungen unterworfen sind und daß eine einheitliche Beschreibung wie bei RT anhand dieser Versuche noch nicht möglich ist. Zur weiteren Bearbeitung sind die ermittelten Koeffizienten daher in Tabelle 2 zusammengefaßt.

Die Streubreite der ermittelten Koeffizienten fällt für die Anpassung nach Gleichung (3) gegenüber der nach Gleichung (4) wesentlich größer aus. Für den Faktor  $b$  liegen die Ergebnisse bis zu Temperaturen von  $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$  verhältnismäßig nahe zusammen. Für tiefere Temperaturen erfolgt eine zunehmende Spreizung der Ergebnisse. Entsprechendes gilt, wenn  $b$  in auf die Betonfestigkeit bezogene Weise als  $b/\beta_c$  dargestellt wird. Für den Summanden  $a$  und den Exponenten  $m$  kann noch keine einheitliche Tendenz angegeben werden. Der Summand  $a$  streut im breiten Band um den Nullpunkt, und der Exponent  $m$  variiert zwischen 0,3 bis 1,0, wobei tiefe Temperaturen den Exponenten im Mittel vergrößern.

Die Ergebnisse für die Anpassung nach Gleichung (4) zeigen einheitlichere Tendenzen auf. Aber auch hier ist erkennbar, vgl. Bild 49, daß anhand der Versuchsergebnisse ein direkter Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Verbundspannung noch nicht angegeben werden kann. Durch die Auftragung des Koeffizienten  $A$ , bezogen auf die Betondruckfestigkeit  $\beta_c$ , wird die Temperaturabhängigkeit deutlich. Der bezogene Koeffizient  $A/\beta_c$  steigt mit sinkenden Temperaturen an. Der Exponent  $B$  schwankt zwischen 0,3 und 0,7, wobei bei tiefen Temperaturen eine tendenzielle Vergrößerung des Exponenten beobachtet werden kann.

### 8.3 Verbundgesetz bei Vorbeanspruchung durch Tieftemperaturzyklen

Die Ergebnisse der Kurvenanpassung nach Gleichung (3) und (4) unter Berücksichtigung der Abhängigkeit von der Anzahl der Tief-

Tabelle 2: Koeffizienten der Verbundgesetze (3) und (4) für tiefe Temperaturen

Versuchs-Parameter	$\vartheta$ [°C]	$\tau_v = a(\vartheta) + b(\vartheta) \cdot v^m(\vartheta)$			$\tau_v = A(\vartheta) \cdot v^B(\vartheta)$	
		$a(\vartheta)$ N/mm <sup>2</sup>	$b(\vartheta)$ N/mm <sup>(2+m)</sup>	$m(\vartheta)$ -	$A(\vartheta)$ N/mm <sup>(2+B)</sup>	$B(\vartheta)$ -
B45 (Bild 41)	20	0.55	32.57	0.61	30.30	0.53
BSt 420/500 RU Ø 16 mm	-60	0.33	63.32	0.70	60.44	0.64
$f_R = 0.067$	-80	0.26	90.32	0.78	102.46	0.78
mittige Lage (Zylinder)	-100	0.14	92.48	0.79	91.03	0.74
Lagerung : in Folie	-170	0.33	151.25	0.72	128.84	0.66
B45 (Bild 42)	20	0.94	33.78	0.71	29.11	0.56
BSt 420/500 RU Ø 16 mm	-60	0.90	64.84	0.74	59.40	0.61
$f_R = 0.058$	-80	0.99	90.87	0.88	81.20	0.74
mittige Lage (Zylinder)	-100	0.46	86.68	0.70	80.53	0.64
Lagerung : in Folie	-170	1.86	109.68	1.16	156.88	0.74
B25 (Bild 43)	20	-0.21	15.28	0.38	14.74	0.39
BSt 420/500 RU Ø 16 mm	-40	1.16	31.19	0.61	30.99	0.50
$f_R = 0.058$	-50	1.90	43.19	0.76	37.83	0.53
mittige Lage (Zylinder)	-60	1.08	42.39	0.74	40.65	0.62
Lagerung : in Folie	-70	2.59	51.90	0.77	46.85	0.55
	-80	0.25	59.87	0.69	62.84	0.66
	-100	-1.95	69.82	0.49	69.20	0.50
	-135	-0.57	143.78	0.69	114.04	0.64
	-170	0.02	125.99	0.82	91.03	0.67
B25 (Bild 44)	20	0.03	16.62	0.59	15.53	0.53
BSt 420/500 RU Ø 16 mm	-100	-0.18	56.08	0.64	56.81	0.63
$f_R = 0.058$	-120	0.70	71.05	0.69	70.34	0.64
mittige Lage (Würfel)	-140	-0.11	91.54	0.60	77.16	0.57
Lagerung : in Folie	-170	-1.27	80.99	0.61	81.95	0.63
B25 (Bild 45)	20	0.11	17.23	0.54	16.76	0.50
BSt 420/500 RU Ø 16 mm	-40	0.03	20.36	0.29	20.75	0.33
$f_R = 0.058$	-60	-0.17	43.22	0.73	25.92	0.58
Randlage (Würfel)	-80	0.01	52.12	0.74	40.39	0.53
Lagerung : in Folie	-100	-0.58	56.71	0.62	60.90	0.66
	-135	-0.51	85.34	0.72	90.42	0.77
	-170	-0.42	87.73	0.57	66.10	0.51
B25 (Bild 46)	20	0.38	12.29	0.65	11.42	0.53
BSt 420/500 RU Ø 16 mm	-40	-0.80	25.97	0.42	26.55	0.44
$f_R = 0.058$	-60	-0.92	38.89	0.49	43.07	0.56
Ecklage (Würfel)	-80	-1.13	45.54	0.44	49.13	0.52
Lagerung : in Folie	-100	0.29	71.01	0.72	68.49	0.64
	-135	4.03	163.93	0.72	81.40	0.49
	-170	-1.33	204.97	0.76	90.77	0.69

temperaturzyklen sind in Bild 50 dargestellt. Die Übereinstimmung untereinander und mit den Versuchsergebnissen, vgl. Bild 28, ist zufriedenstellend.

Die Veränderungen der Koeffizienten a und b sowie des Exponenten m der Gleichung (3) und die des Faktors A und des Exponenten B der Gleichung (4) in Abhängigkeit von der Anzahl der Tieftemperaturzyklen sind in Bild 51 und in Tabelle 3 dargestellt. Da, wie schon oben beschrieben, die zyklische Tieftemperaturbeanspruchung einen nur geringen Einfluß auf die Verbundfestigkeit hat, ergeben sich auch bei den hier ermittelten Koeffizienten der Verbundgesetze nur geringe Veränderungen. Die Abnahme des Summanden a der Gleichung (3) mit steigender Zyklenzahl, zeigt den schwindenden Adhäsionsanteil am Verbundtragverhalten an. Die anderen Koeffizienten bewegen sich in bekannten Grenzen.

Tabelle 3 : Koeffizienten der Verbundgesetze (3) und (4) nach Tieftemperaturzyklen

Versuchs-Parameter	Anzahl der Zyklen n	$\tau_v = a(\vartheta) + b(\vartheta) \cdot v^m(\vartheta)$			$v = A(\vartheta) \cdot v^B(\vartheta)$	
		a( $\vartheta$ ) N/mm <sup>2</sup>	b( $\vartheta$ ) N/mm <sup>(2+m)</sup>	m( $\vartheta$ ) -	A( $\vartheta$ ) N/mm <sup>(2+B)</sup>	B( $\vartheta$ ) -
B25 (Bild 50)	0	2.34	19.93	0.58	13.41	0.33
BSt 420/500 RU, Ø16 mm	1	0.93	17.32	0.72	15.24	0.47
$f_R = 0.058$	3	0.69	22.10	0.79	18.97	0.57
Randlage	5	1.09	22.77	0.69	20.65	0.51
Lagerung : in Folie	10	0.45	19.73	0.65	19.75	0.56
	15	-0.04	18.86	0.53	20.66	0.50

## 9. ZUSAMMENFASSUNG

Der 4. Teil des Berichtes zum Forschungsvorhaben "Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen" befaßt sich mit dem Verbundverhalten von einbetoniertem Betonrippenstahl bei tiefen Temperaturen.

Das Verbundverhalten einbetonierter Rippenstäbe bei tiefen Temperaturen wurde in Ausziehversuchen (pull-out-test) bestimmt. Neben der systematischen Variation der einmaligen Tieftemperaturbeanspruchung wurden bei den Untersuchungen auch zyklische Tieftemperaturbeanspruchungen berücksichtigt. Wegen der Vielzahl der Parameter, die schon bei RT die Verbundeigenschaften beeinflussen, wurde hier eine Auswahl getroffen. Neben der Prüftemperatur wurden die Betongüte, die bezogene Rippenfläche des Bewehrungsstabes und die Betonüberdeckung bzw. die Lage des Bewehrungsstabes im Probekörper in den Versuchen variiert. Alle anderen Parameter wurden in den Versuchen nicht verändert.

Unter Beachtung der verwendeten Baustoffe, Lagerungs- und Versuchsbedingungen können die wesentlichen Ergebnisse wie folgt stichpunktartig angegeben werden.

- Tieftemperaturzyklen beeinflussen die Verbundfestigkeit in nur geringem Maße.
- Durch tiefe Temperaturen wird der Verbund zunehmend verfestigt und versteift. Dies geschieht bei Betonen mit geringer Festigkeit ausgeprägter als bei hochfesten Betonen.
- Ab einer Temperatur unter  $-100^{\circ}\text{C}$  verändert sich das Verbundverhalten grundlegend. Schon bei geringen Beanspruchungen treten schlagartige Relativverschiebungen zwischen Beton und Bewehrungsstahl auf, deren Häufigkeit und Größe bei Beanspruchungssteigerung zunehmen. Nach dem letzten, zumeist sehr großen Sprung  $\Delta v > 1,0 \text{ mm}$  führt eine weitere Beanspruchung zum verformungslosen Verbundversagen.



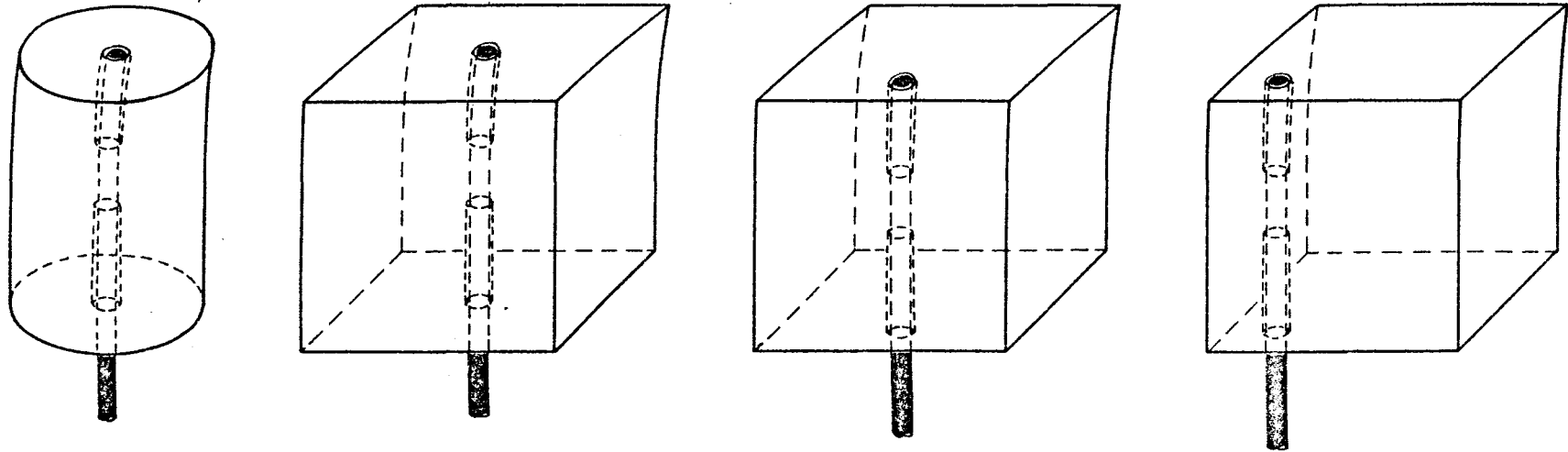
- Die Versagensart der Verbundkörper wurde wesentlich von der Betondeckung beeinflusst. Bei Betondeckungen  $c = 5 d_s$  versagten die Proben im untersuchten Temperaturbereich  $+20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \vartheta \leq -170\text{ }^{\circ}\text{C}$  durch Gleitbruch. Bei Betondeckungen  $c = 2 d_s$  erfolgte bei Randlagen bei  $\vartheta \leq -80\text{ }^{\circ}\text{C}$  und bei Ecklagen bei  $\vartheta \leq -60\text{ }^{\circ}\text{C}$  der Übergang zum Sprengbruch.
- Das Verformungsvermögen wird, solange kein Sprengbruch eintritt, durch tiefe Temperaturen gegenüber den Werten bei RT beeinflusst, es kann durch tiefe Temperaturen gesteigert werden. Tritt Sprengbruch auf, so fallen bei TT die maximal erreichten Stabendverschiebungen bei Randlage auf 55 % und bei Ecklage auf 20 % des Wertes bei RT ab.
- Eine Proportionalität zwischen Verbundspannung bzw. -festigkeit und der Betondruckfestigkeit für den Bereich tiefer Temperaturen konnte nur in wenigen Fällen festgestellt werden. Ein Bezug zwischen TT-Betonzugfestigkeit und Verbundfestigkeit bzw. -spannungen besteht nicht.

Die Versuchsergebnisse können durch Potenzfunktionen beschrieben werden, wobei wegen der o.g. Sprünge eine Beschränkung des zu beschreibenden Verformungsbereiches auf  $v \leq 0,3\text{ mm}$  vorgenommen wurde. Auch für die angepaßten Verbund-Verschiebungskurven konnte anhand der Versuchsergebnisse eine Proportionalität zwischen Betondruckfestigkeit und Verbundspannung nicht festgestellt werden. Hier ergibt sich ein zusätzlicher temperaturabhängiger Einfluß. Zur Erfassung dieses Einflusses wären weitere Versuche erforderlich.

## 10. LITERATUR

- /1/ Rostásy, F.S., Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Teil 1 und 2, Forschungsbericht, Dez. 1984
- /2/ Bamforth, P.B., Murray, W.T., Browne, R.D.: The application of concrete property data at cryogenic temperature to LNG tank design. Beitrag zur 2. International Conference on Cryogenic Concrete, Okt. 1983, Amsterdam
- /3/ Vandewalle, L., Mortelmans, F.: Investigation of the bond stress between a reinforcement bar and concrete under cryogenic conditions. Beitrag zur 2. International Conference on Cryogenic Concrete, Okt. 1983. Amsterdam
- /4/ Yamane, S., Kasami, H., Okuno, T.: Properties of concrete at very low temperatures. ACI Special Publication SP 55-9, pp. 207 - 221
- /5/ Goto, Y., Miura, T.: Experimental studies on properties of concrete cooled to about minus 160 °C. Technology Reports, Tohoku University, Vol. 44, No. 2, 1979
- /6/ Goto, Y., Miura, T.: Mechanical properties of reinforced concrete members at very low temperatures. Concrete Library of JSCE Vol. 1, Juli 1983
- /7/ Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchungen von Spannbetonsicherheitsbehältern bei Speichersystemen für verflüssigte Gase. Diss. Universität Essen, 1984
- /8/ Pfützenreuter, K.-H.: Verbundverhalten von Betonstahl im Tieftemperaturbereich. Dipl.-Arb. Universität Essen, 1982
- /9/ Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur, Forschungsarbeiten 1978 - 1983, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz TU Braunschweig, Heft 65, 1984
- /10/ Rostásy, F.S., Scheuermann, J.: Verbund und innerer Zwang von einbetoniertem Bewehrungsstahl bei tiefer Temperatur, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Juni 1984
- /11/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, DAfStb, Heft 138, 1961
- /12/ Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. DAfStb, Heft 228, 1973

- /13/ Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. DAFStb, Heft 296, 1978
- /14/ Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Diss. TU Braunschweig 1984
- /15/ Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Diss. TU Braunschweig, 1982
- /16/ FIP/RILEM: Bond test for reinforcing steel. Materiaux et construction, Vol. 3, Nr. 15, 1970
- /17/ Hohberg, J.-M.: Flüssiggasbehälter aus Spannbeton. Dipl.-Arb., TU Berlin 1980
- /18/ Goto, Y.: Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars, ACI Journal, April 1971



Beton	B25, B45	B25	B25	B25
Betonstahl	BSt 420/500 RU, Ø 16 mm			
$f_R$	0.058; 0.067	0.058	0.058	0.058
c	$5d_s$	$5d_s$	$2d_s$	$2d_s$
Prüftemperatur	RT, TT	RT, TT	RT, TT nach TT-Zyklen	RT, TT

Bild 1 : Prüfkörper und Prüfparameter für Tieftemperatur-Ausziehversuche

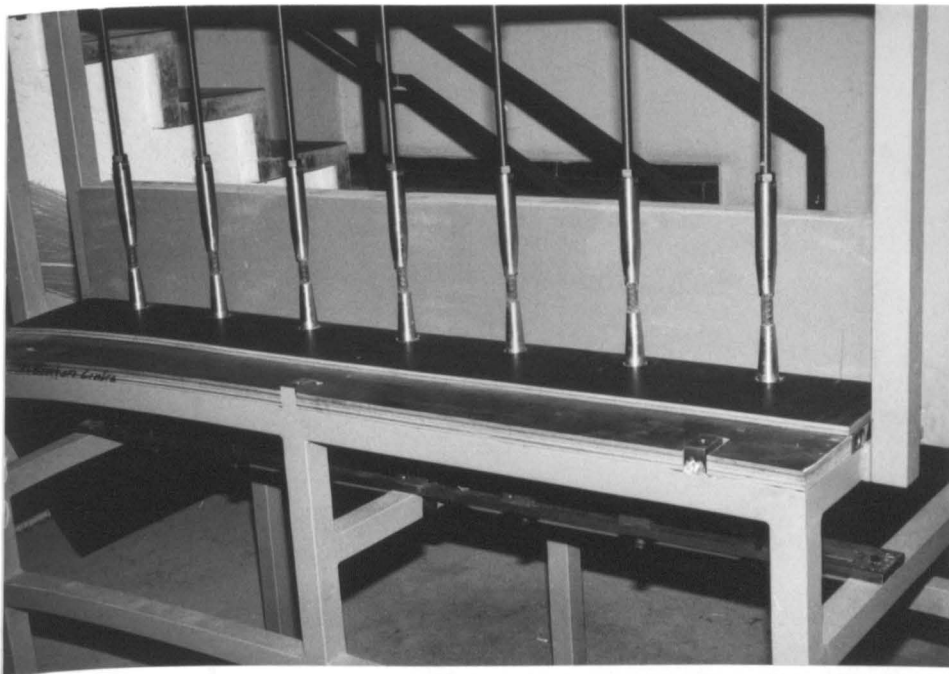


Bild 2 und 3 : Schaltische für Ausziehkörper

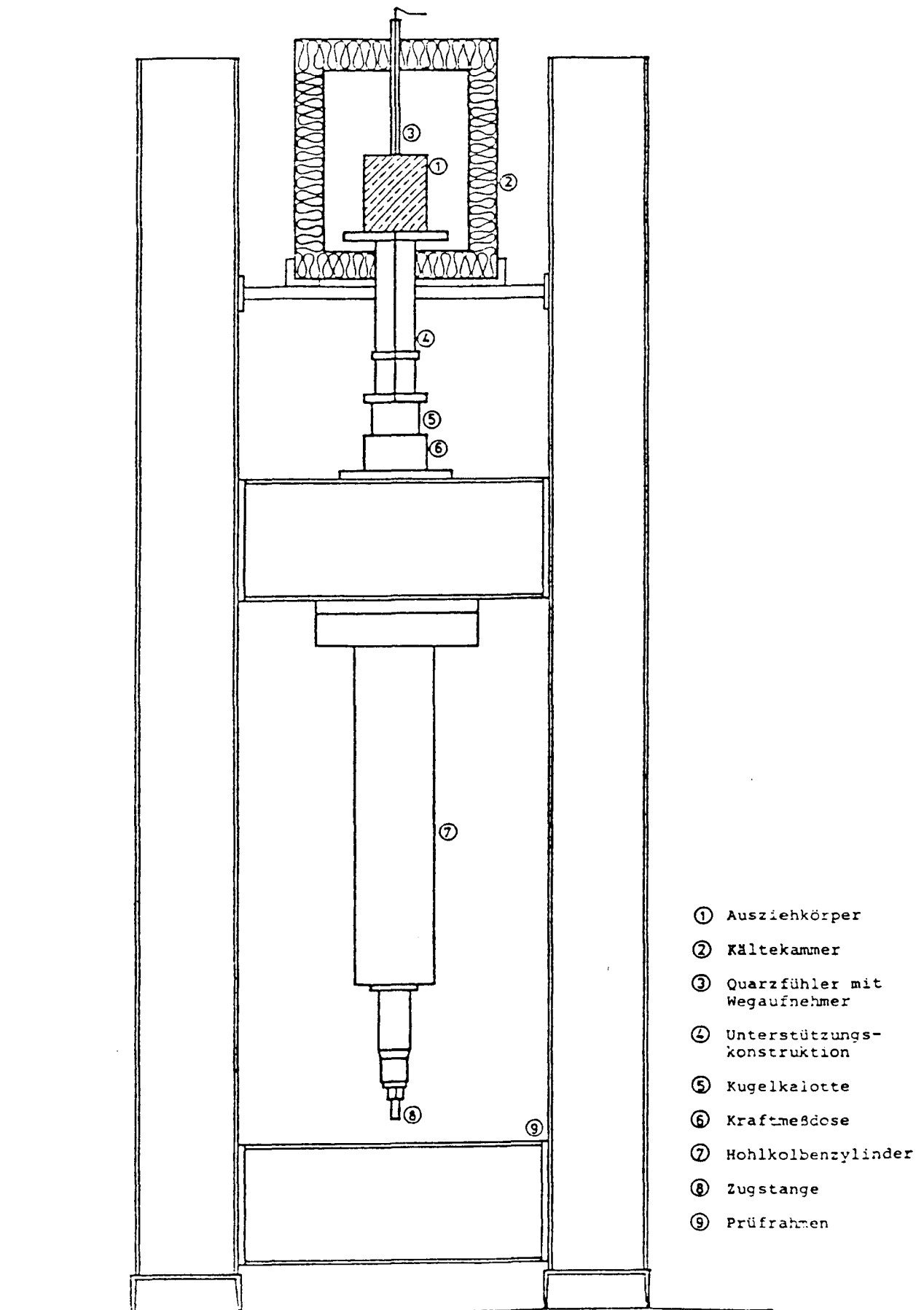
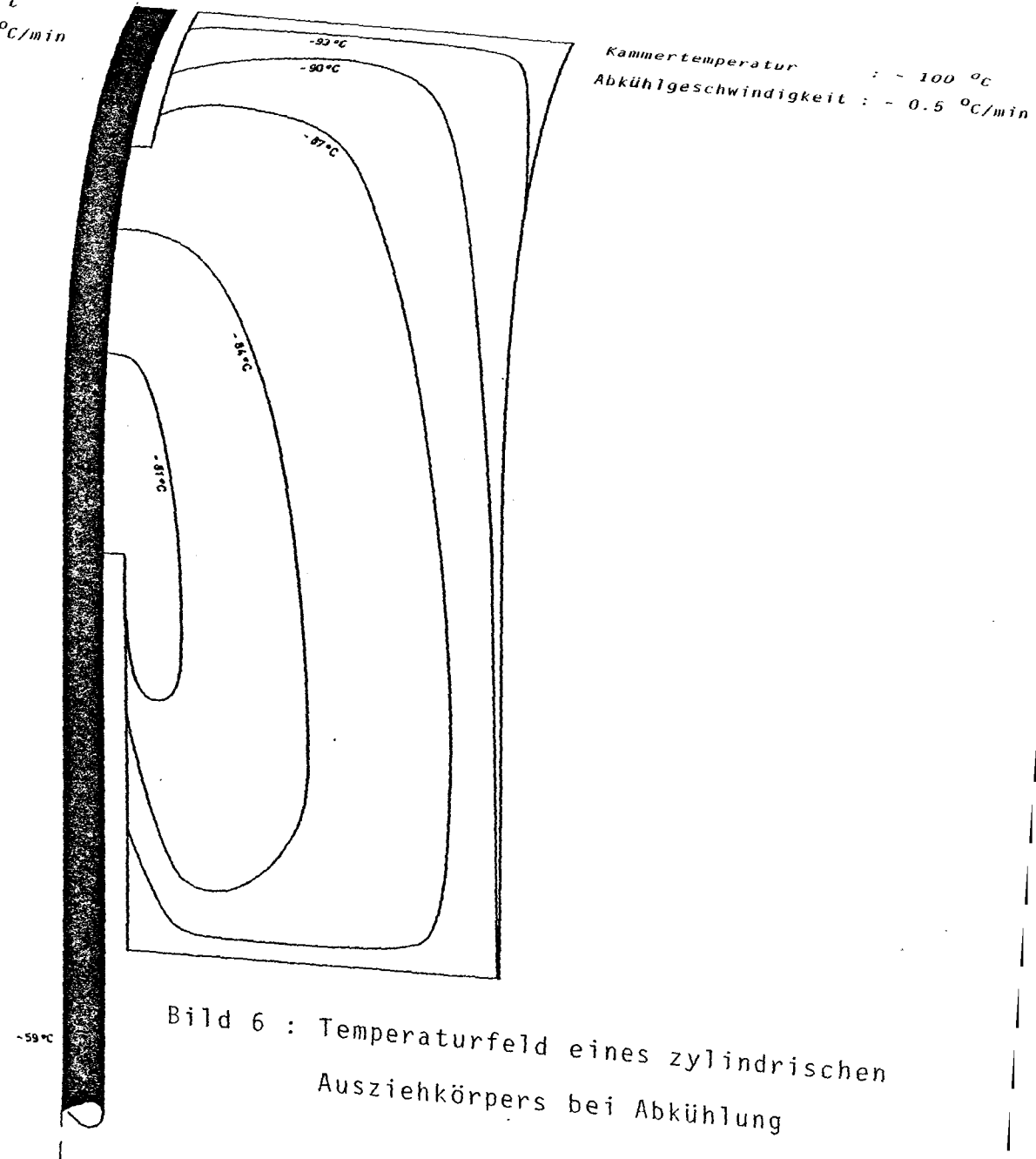
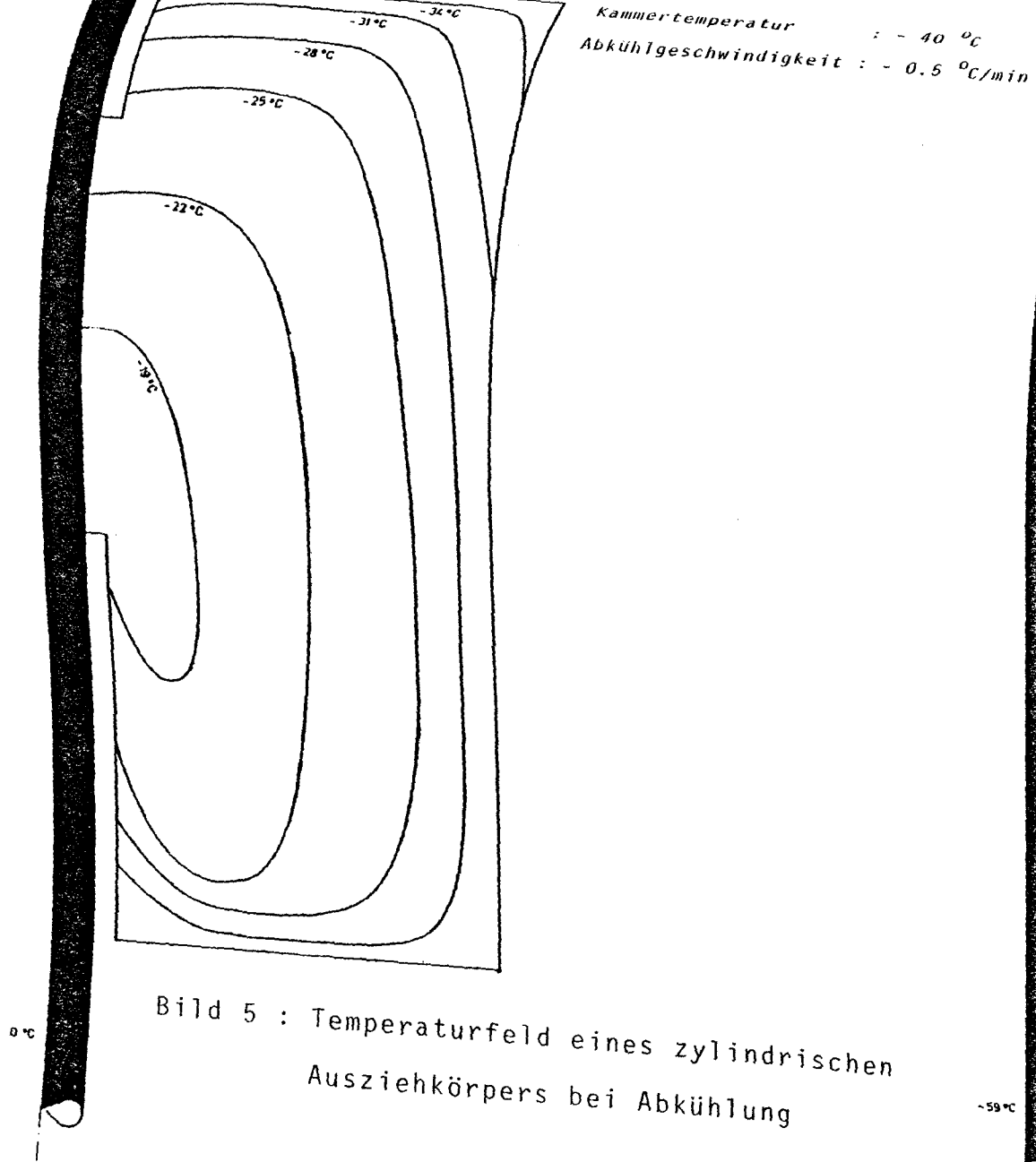
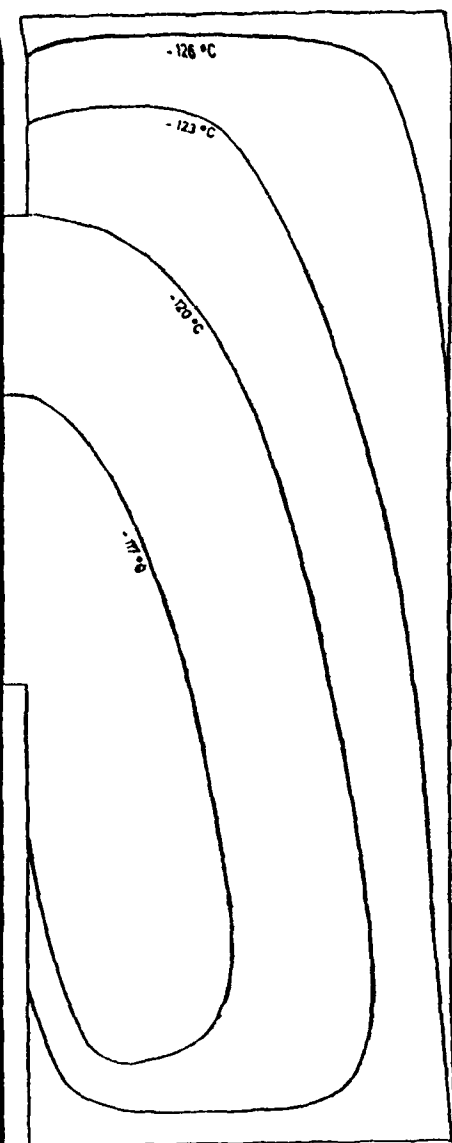


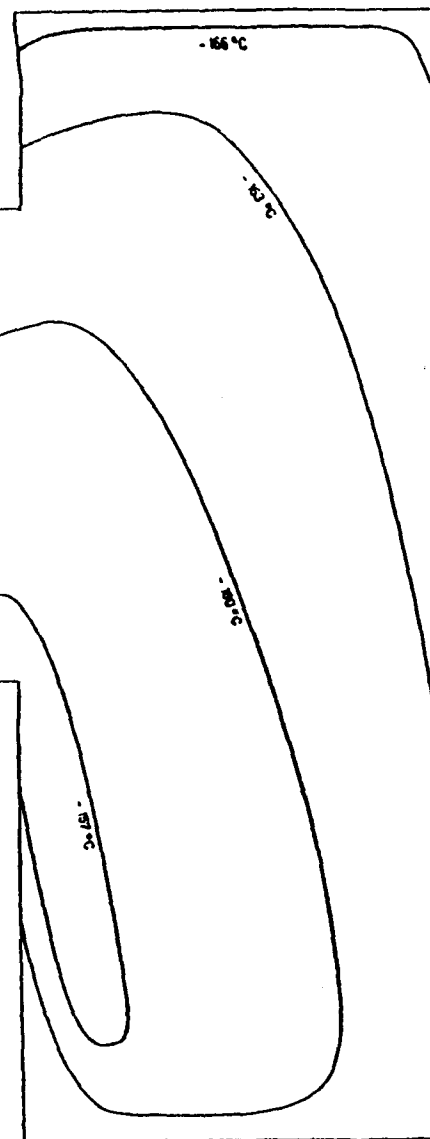
Bild 4 : Versuchsstand für Ausziehversuche





Kammertemperatur : - 130 °C  
 Abkühlgeschwindigkeit : - 0.5 °C/min

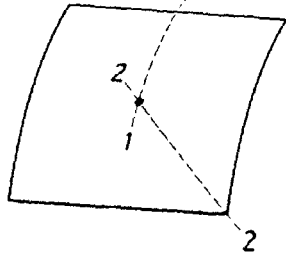
Bild 7 : Temperaturfeld eines zylindrischen  
 Ausziehkörpers bei Abkühlung



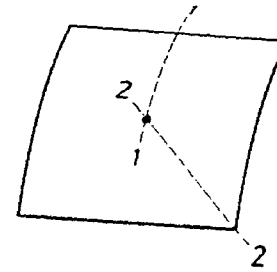
Kammertemperatur : - 170 °C  
 Abkühlgeschwindigkeit : - 0.5 °C/min

Bild 8 : Temperaturfeld eines zylindrischen  
 Ausziehkörpers bei Abkühlung



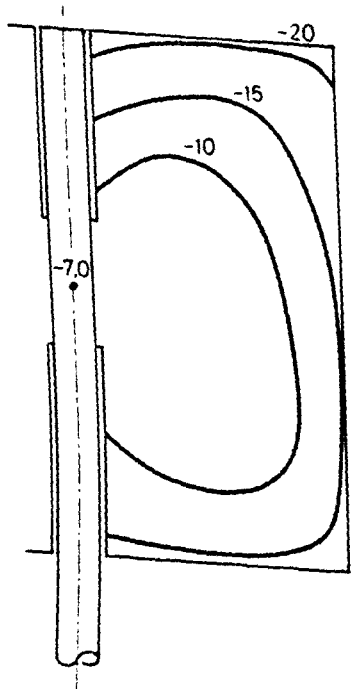


Kammertemperatur:  $-40^{\circ}\text{C}$   
 Abkühlgeschwindigkeit:  $-0,5^{\circ}\text{C/min}$

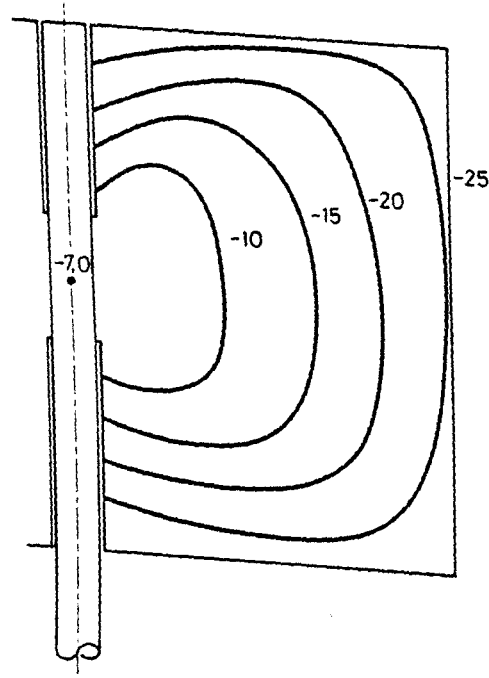


Kammertemperatur:  $-100^{\circ}\text{C}$   
 Abkühlgeschwindigkeit:  $-0,5^{\circ}\text{C/min}$

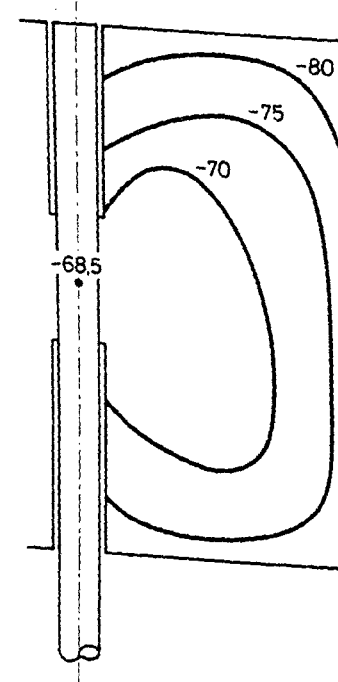
Schnitt 1-1



Schnitt 2-2



Schnitt 1-1



Schnitt 2-2

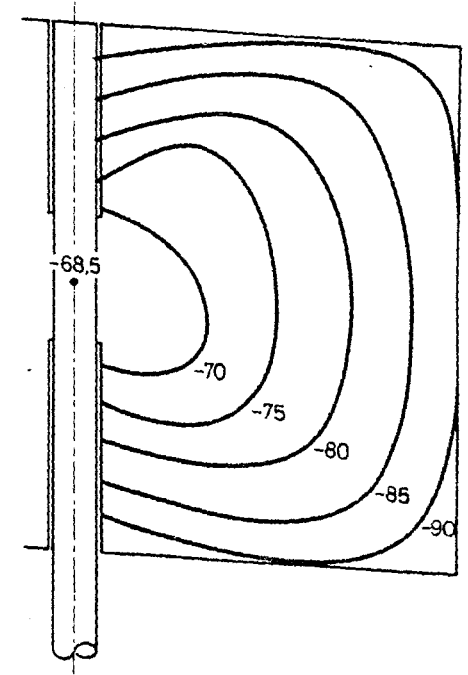
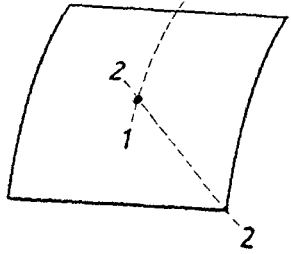
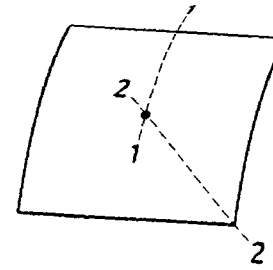


Bild 9 : Temperaturfeld eines kubischen  
 Ausziehkörpers bei Abkühlung

Bild 10 : Temperaturfeld eines kubischen  
 Ausziehkörpers bei Abkühlung

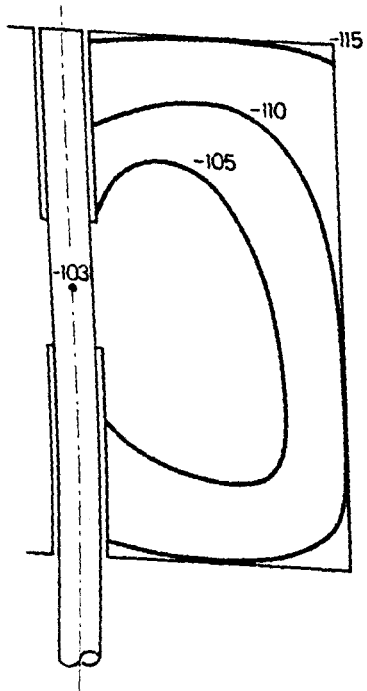


Kammertemperatur:  $-130^{\circ}\text{C}$   
 Abkühlgeschwindigkeit:  $-0,5^{\circ}\text{C/min}$

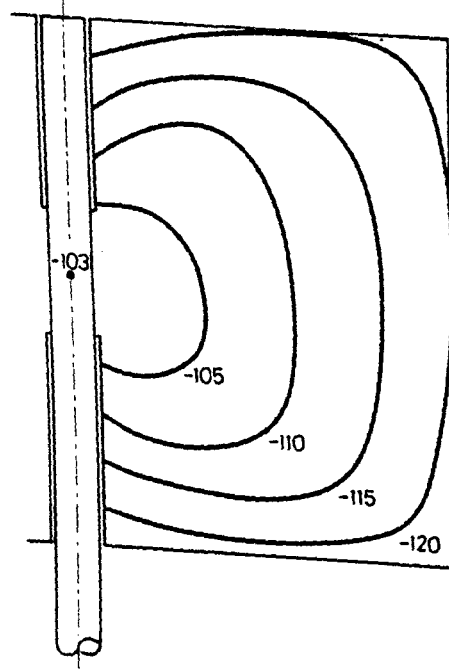


Kammertemperatur:  $-170^{\circ}\text{C}$   
 Abkühlgeschwindigkeit:  $-0,5^{\circ}\text{C/min}$

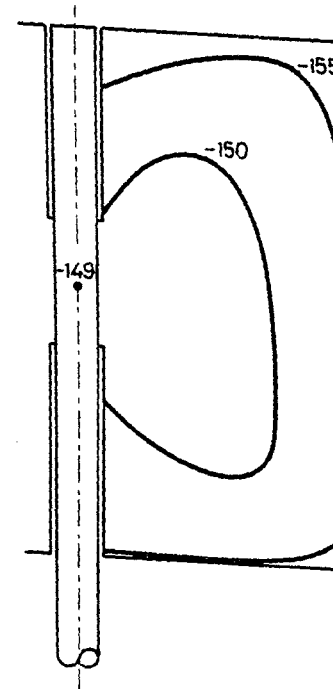
Schnitt 1-1.



Schnitt 2-2



Schnitt 1-1



Schnitt 2-2

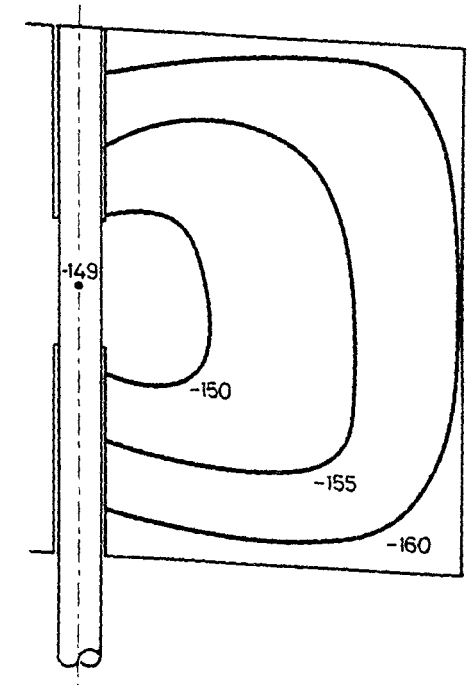


Bild 11 : Temperaturfeld eines kubischen  
 Ausziehkörpers bei Abkühlung

Bild 12 : Temperaturfeld eines kubischen  
 Ausziehkörpers bei Abkühlung

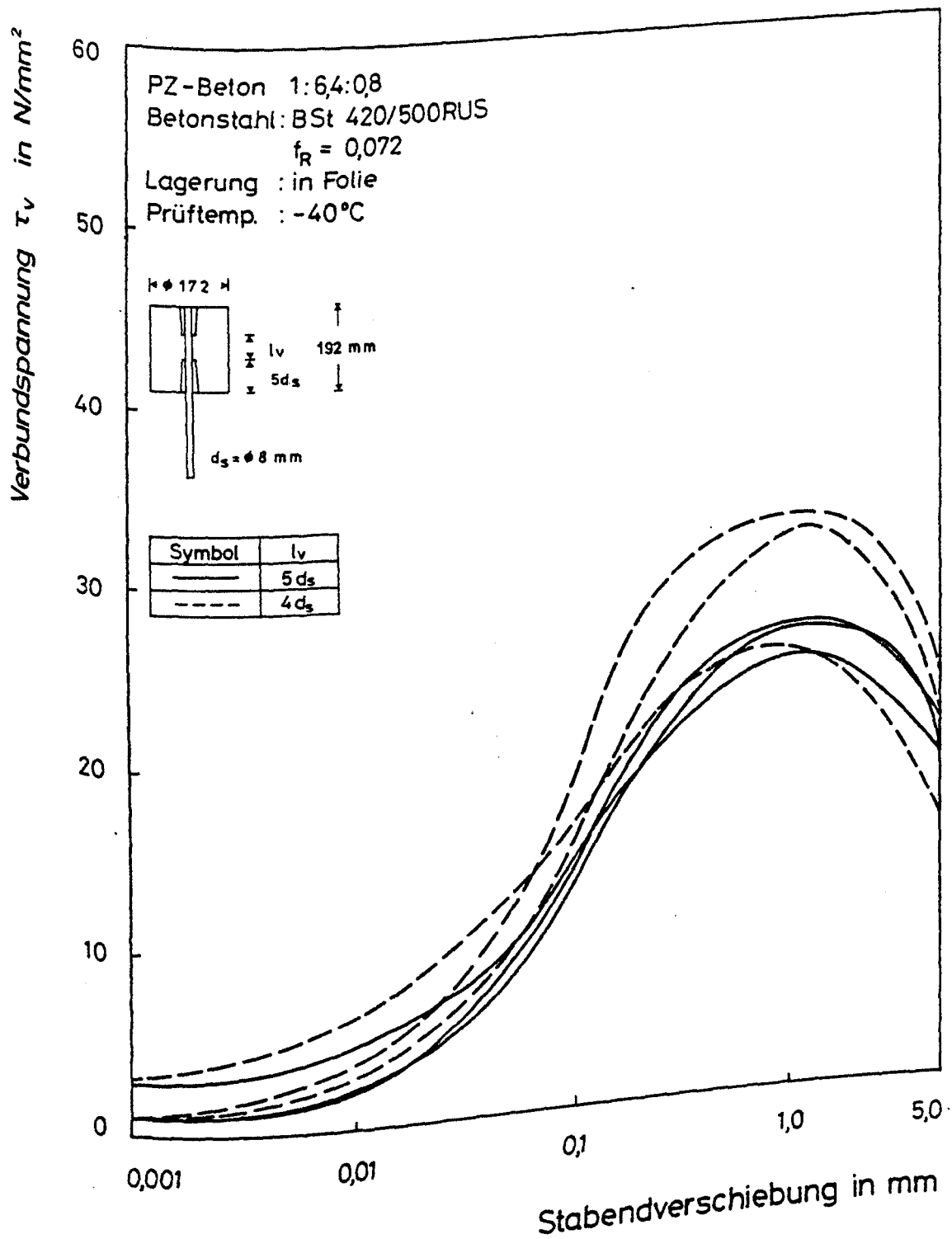


Bild 13 : Versuchsergebnisse von Ausziehversuchen bei  $-40^{\circ}\text{C}$ , B25  
 - Einfluß unterschiedlicher Verbundlängen

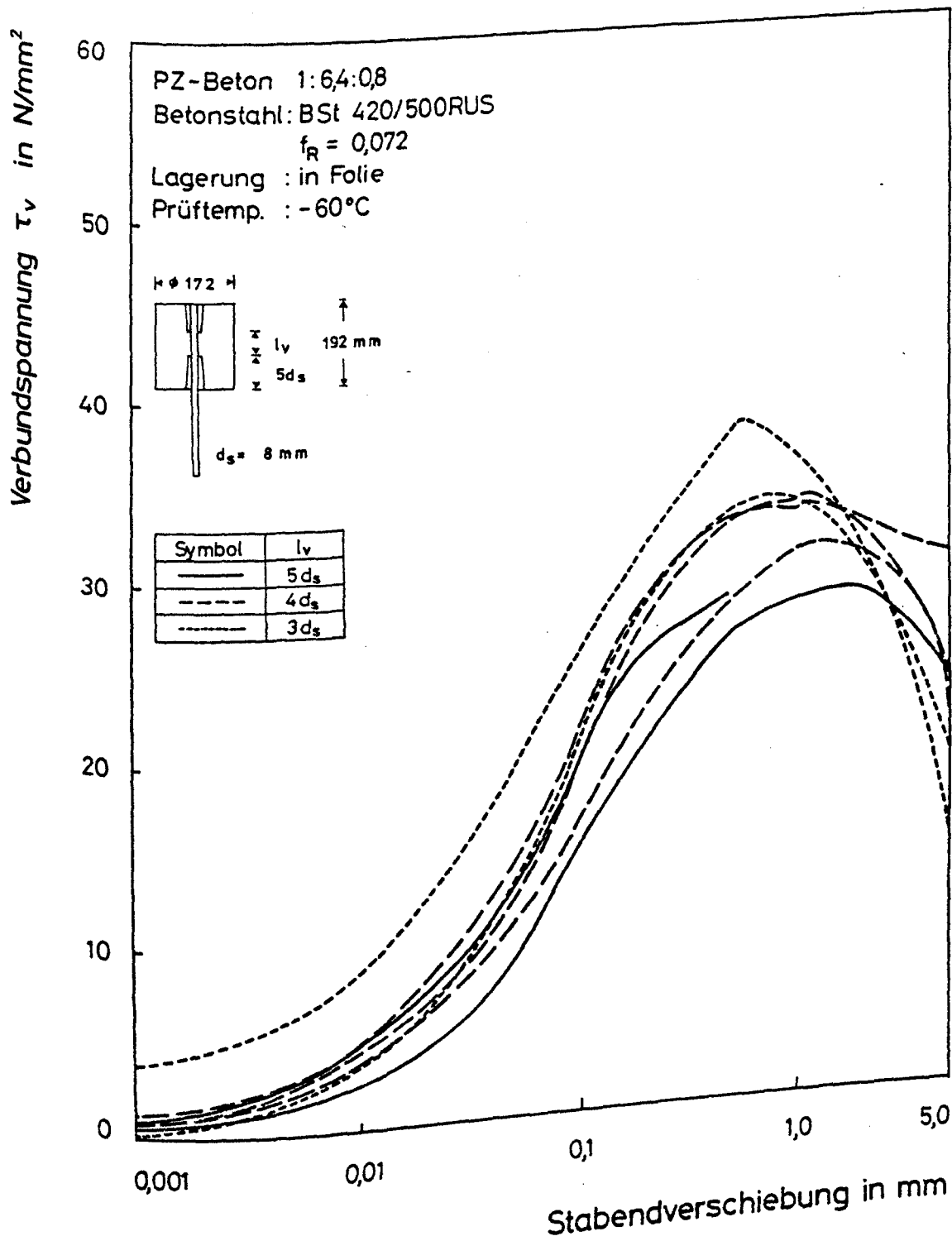


Bild 14 : Versuchsergebnisse von Ausziehversuchen bei  $-60^\circ C$ , B25  
 - Einfluß unterschiedlicher Verbundlängen

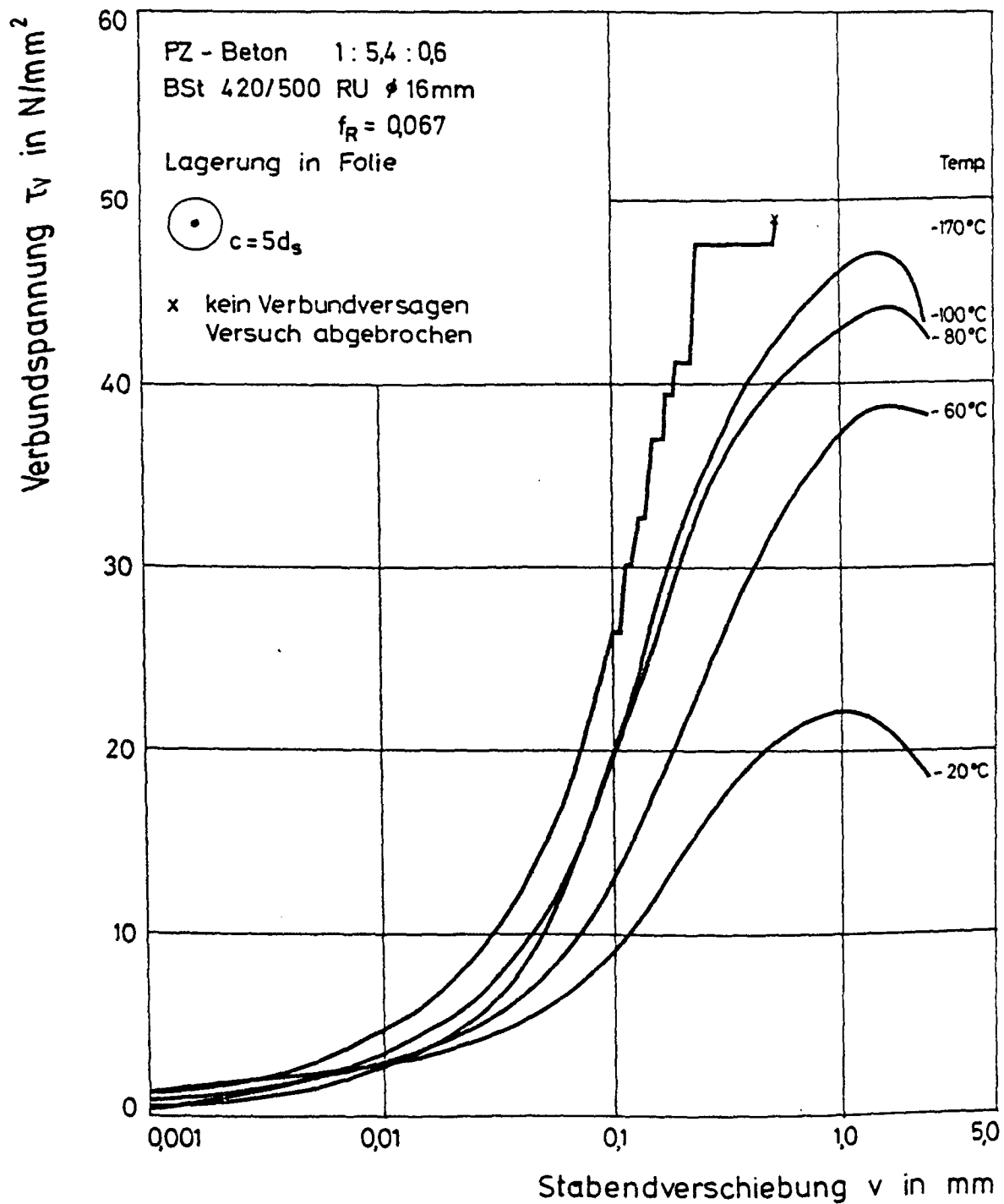


Bild 15 : Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Abhängigkeit von der  
 Temperatur für Beton B45 ( BSt 420/500 RU mit  $f_R=0.067$  )

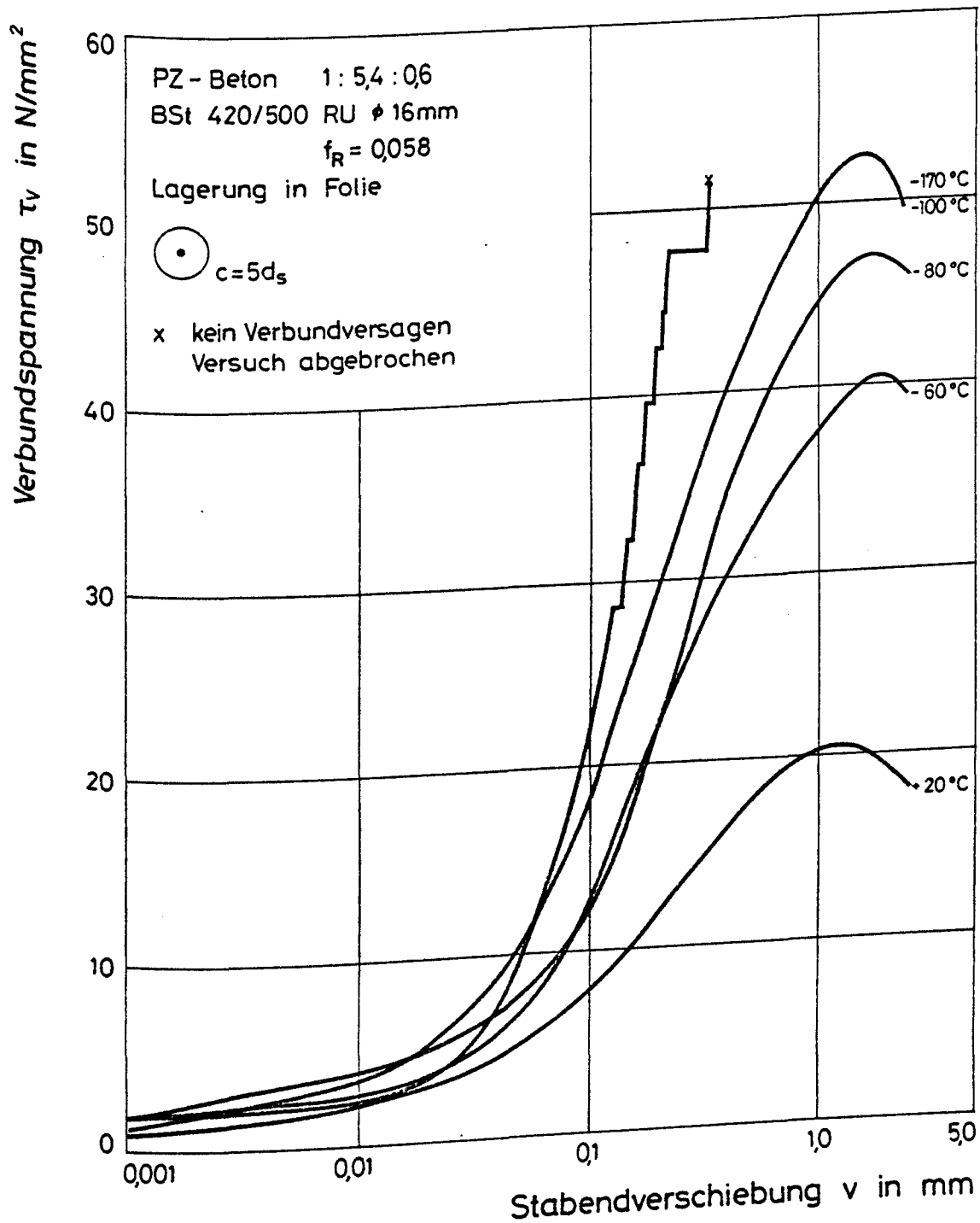


Bild 16 : Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Abhängigkeit von der Temperatur für Beton B45 ( BSt 420/500 RU mit  $f_R=0.058$  )

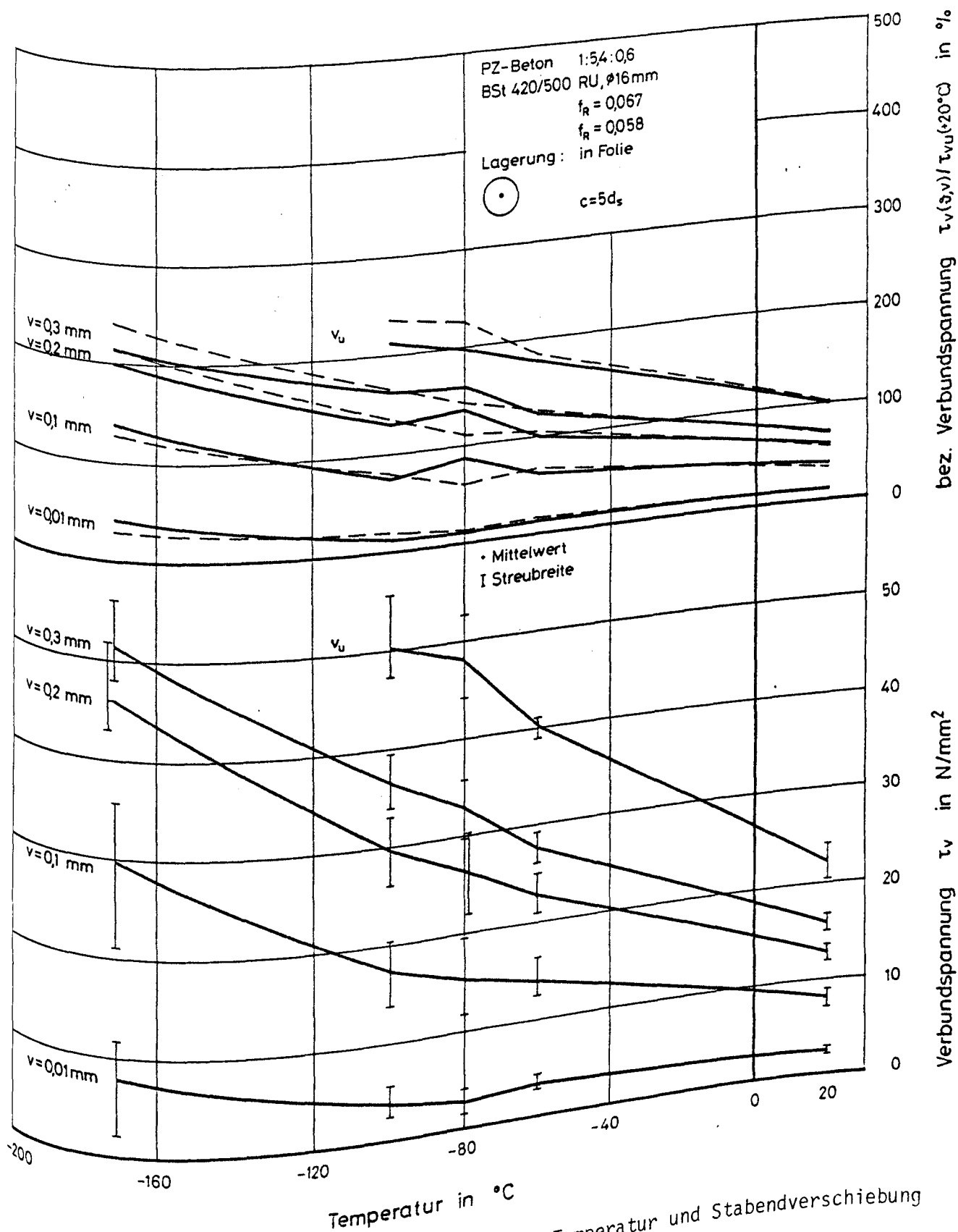


Bild 17 : Verbundspannungen in Abhängigkeit von Temperatur und Stabendverschiebung  
 für Beton B45

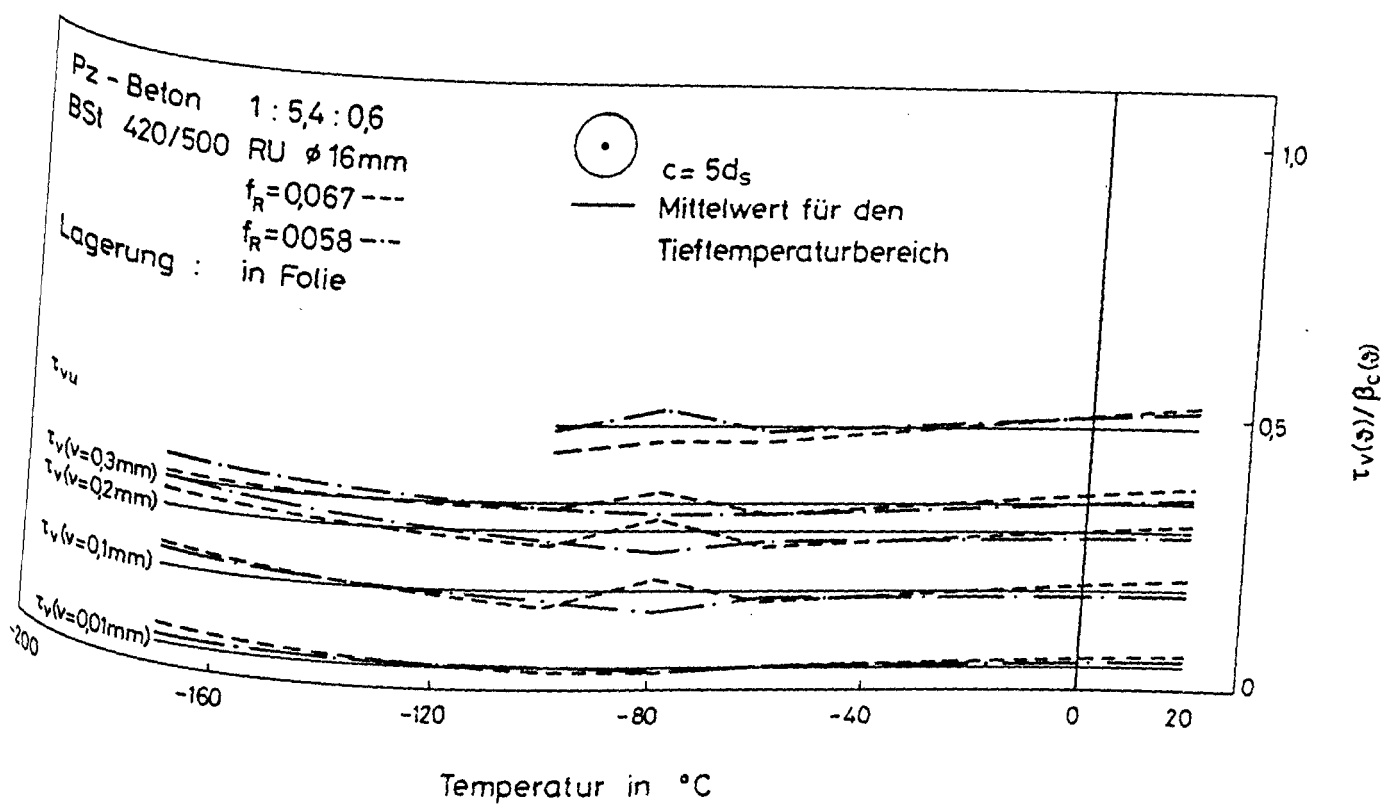


Bild 18 : Auf die Betondruckfestigkeit bezogene Verbundspannungen in Abhängigkeit  
 von Temperatur und Stabendverschiebung für Beton B45



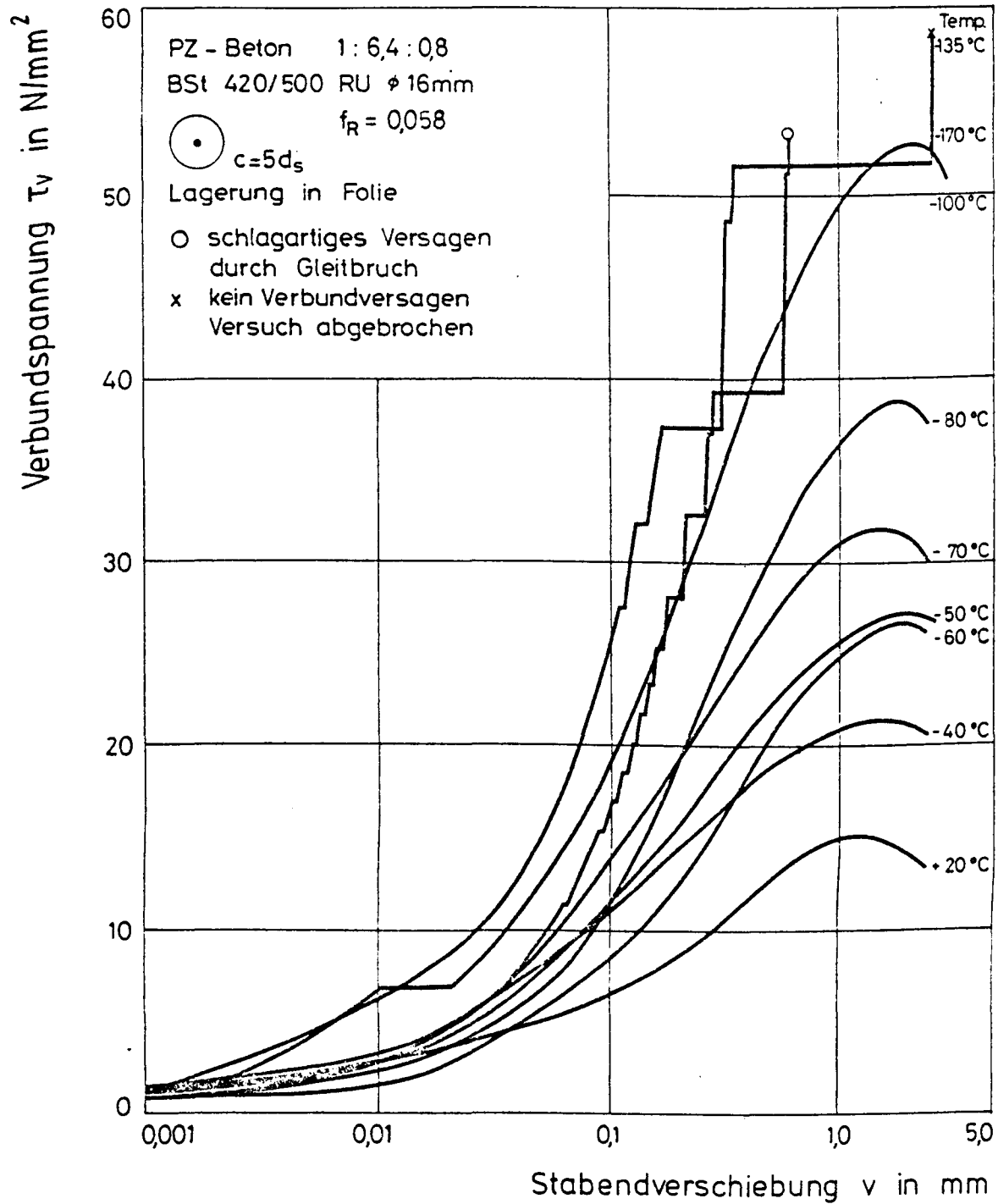


Bild 19 : Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Abhängigkeit von der Temperatur für Beton B25 ( zylindrischer Ausziehkörper )

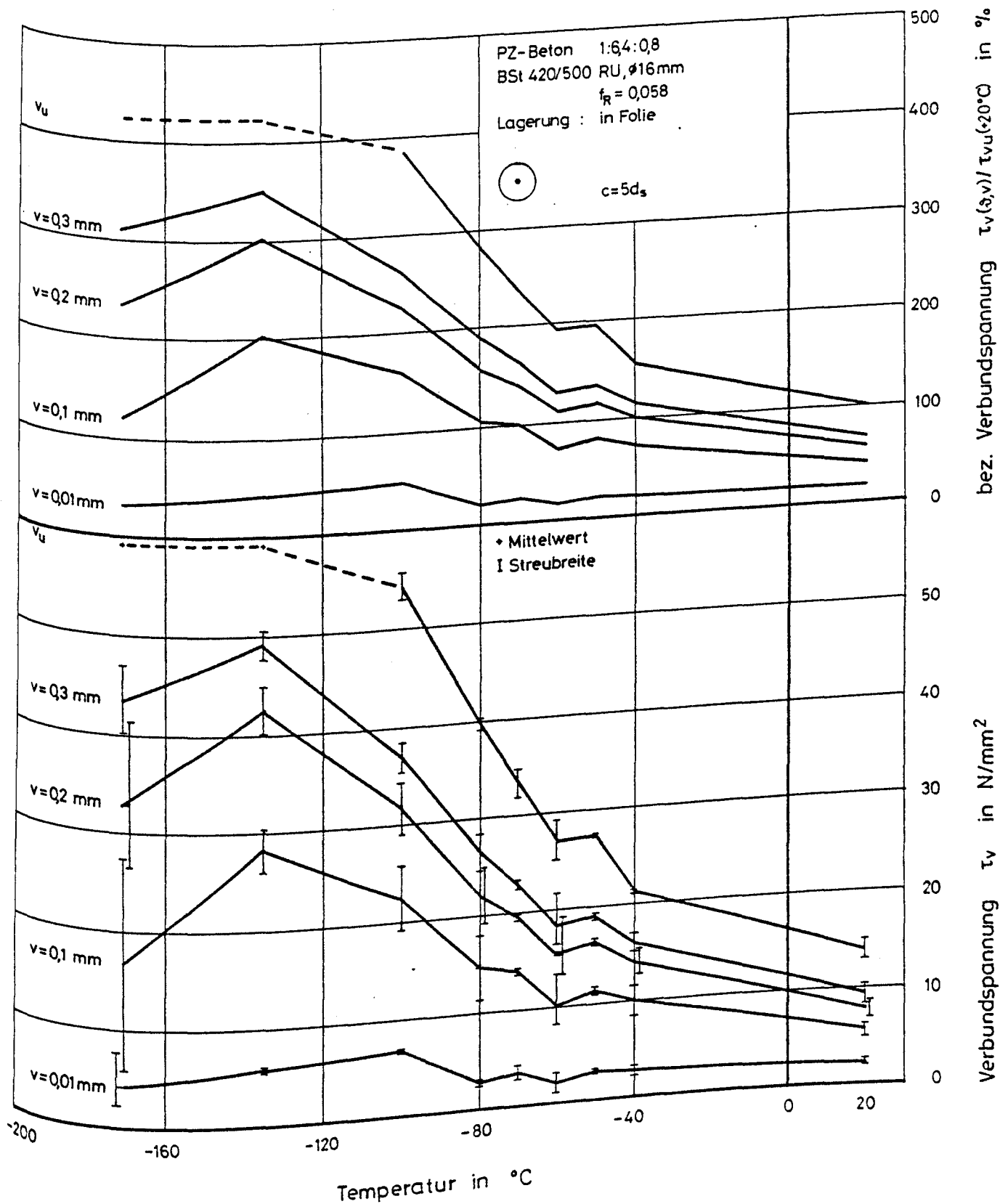


Bild 20 : Verbundspannungen in Abhängigkeit von Temperatur und Stabendverschiebung  
für Beton B25 ( zylindrischer Ausziehkörper )

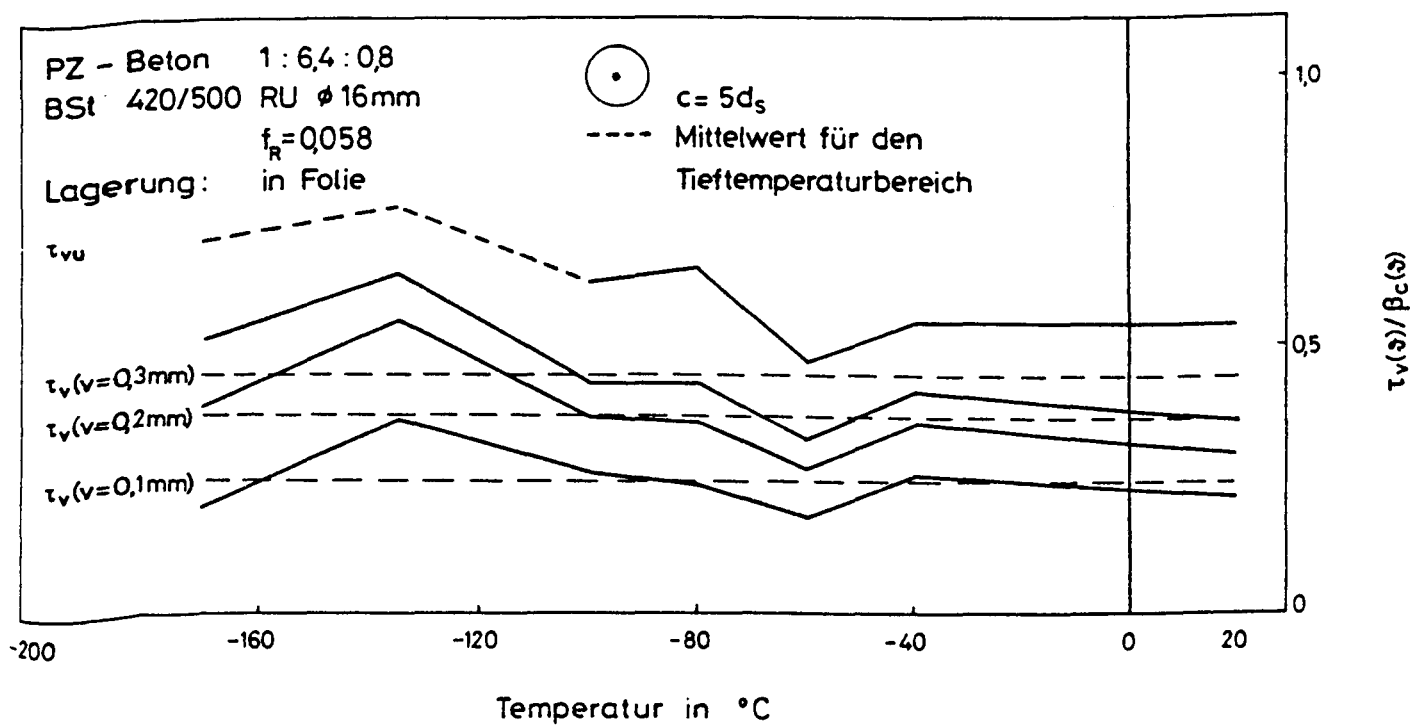


Bild 21 : Auf die Betondruckfestigkeit bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von Temperatur und Stabendverschiebung für Beton B25 ( zylindrischer Ausziehkörper )

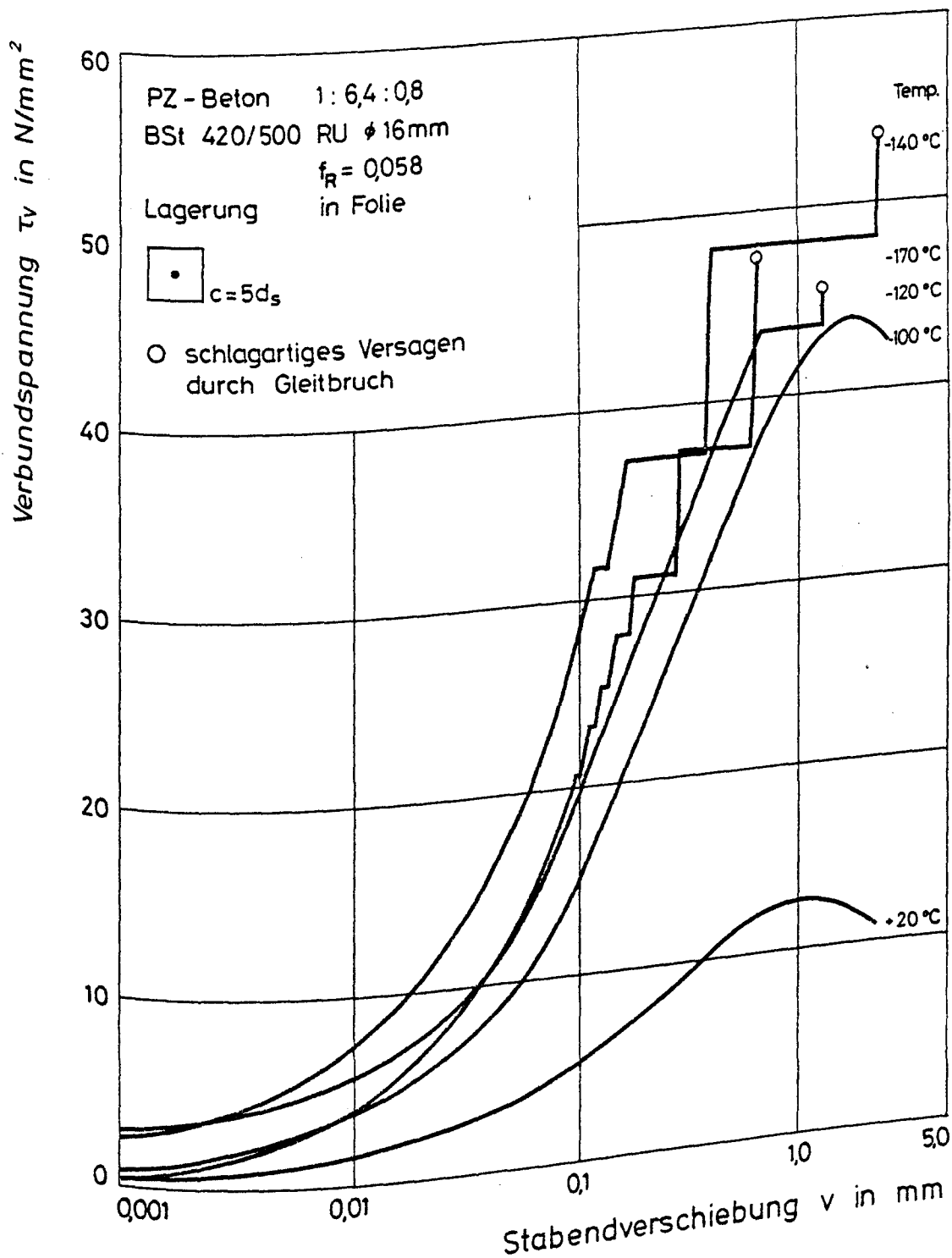


Bild 22 : Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Abhängigkeit von der Temperatur bei mittlerer Lage des Bewehrungsstabes (Würfel), B25

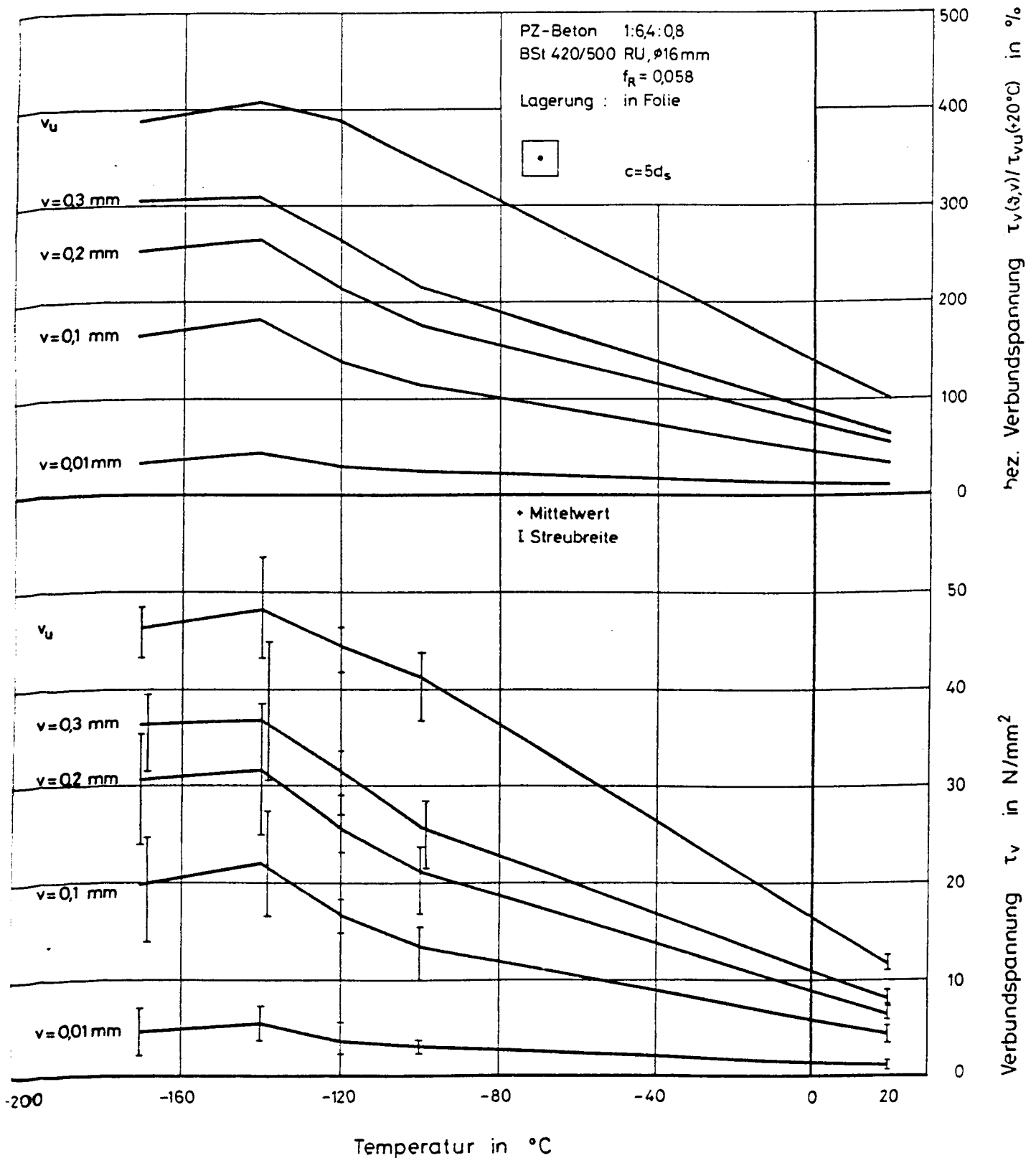


Bild 23 : Verbundspannungen in Abhängigkeit von Temperatur und Stabendverschiebung  
 bei mittlerer Lage des Bewehrungsstabes (Würfel), B25

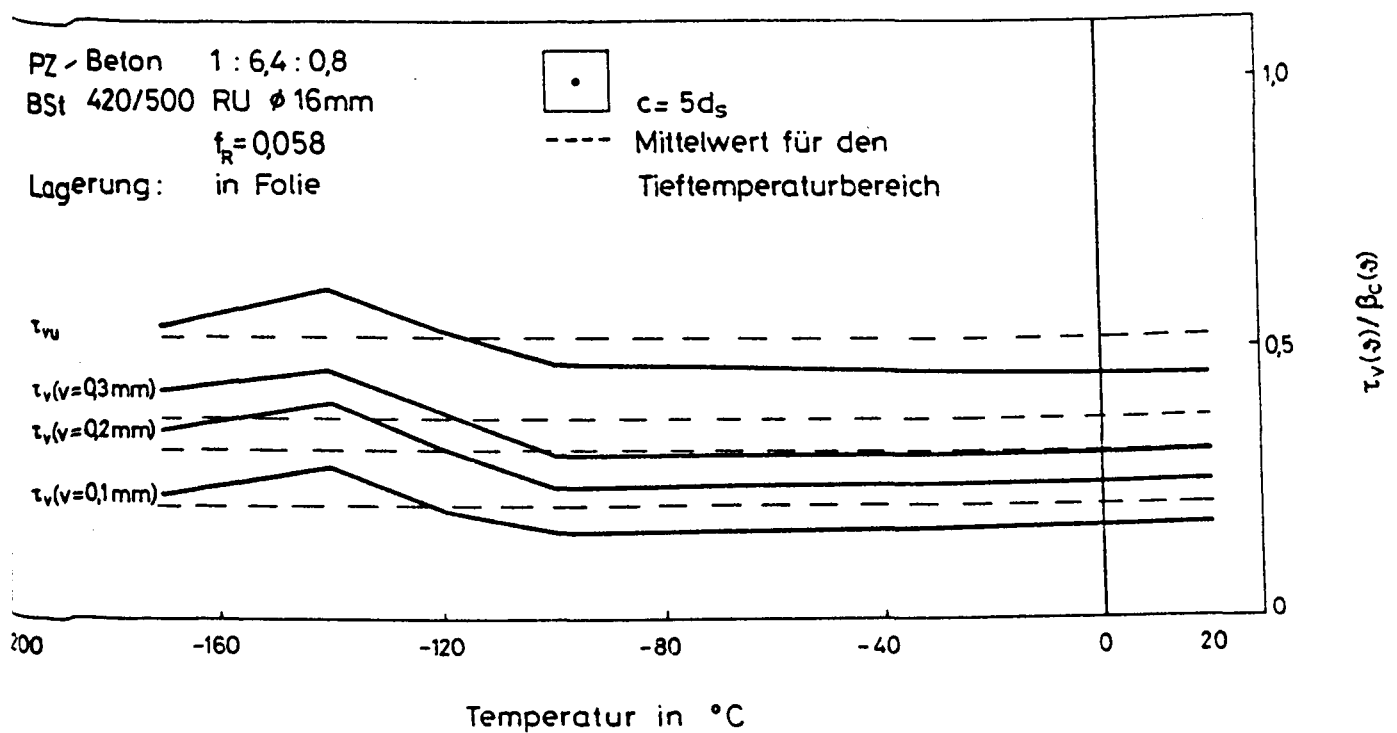


Bild 24 : Auf die Betondruckfestigkeit B25 bezogene Verbundspannungen in Abhängigkeit von Temperatur und Stabendverschiebung bei mittiger Lage des Bewehrungsstabes

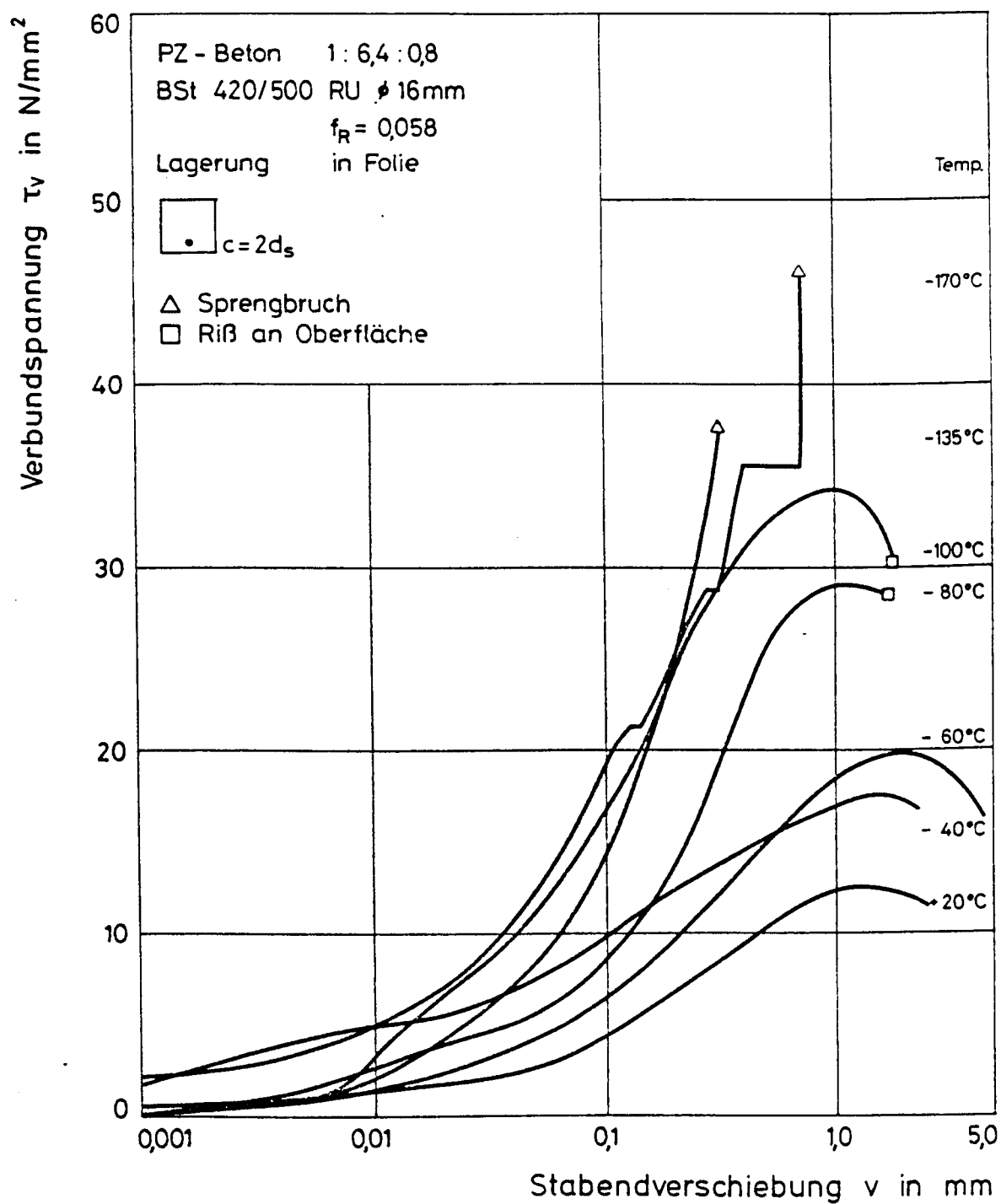


Bild 25 : Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Abhängigkeit von der  
 Temperatur bei Randlage des Bewehrungsstabes

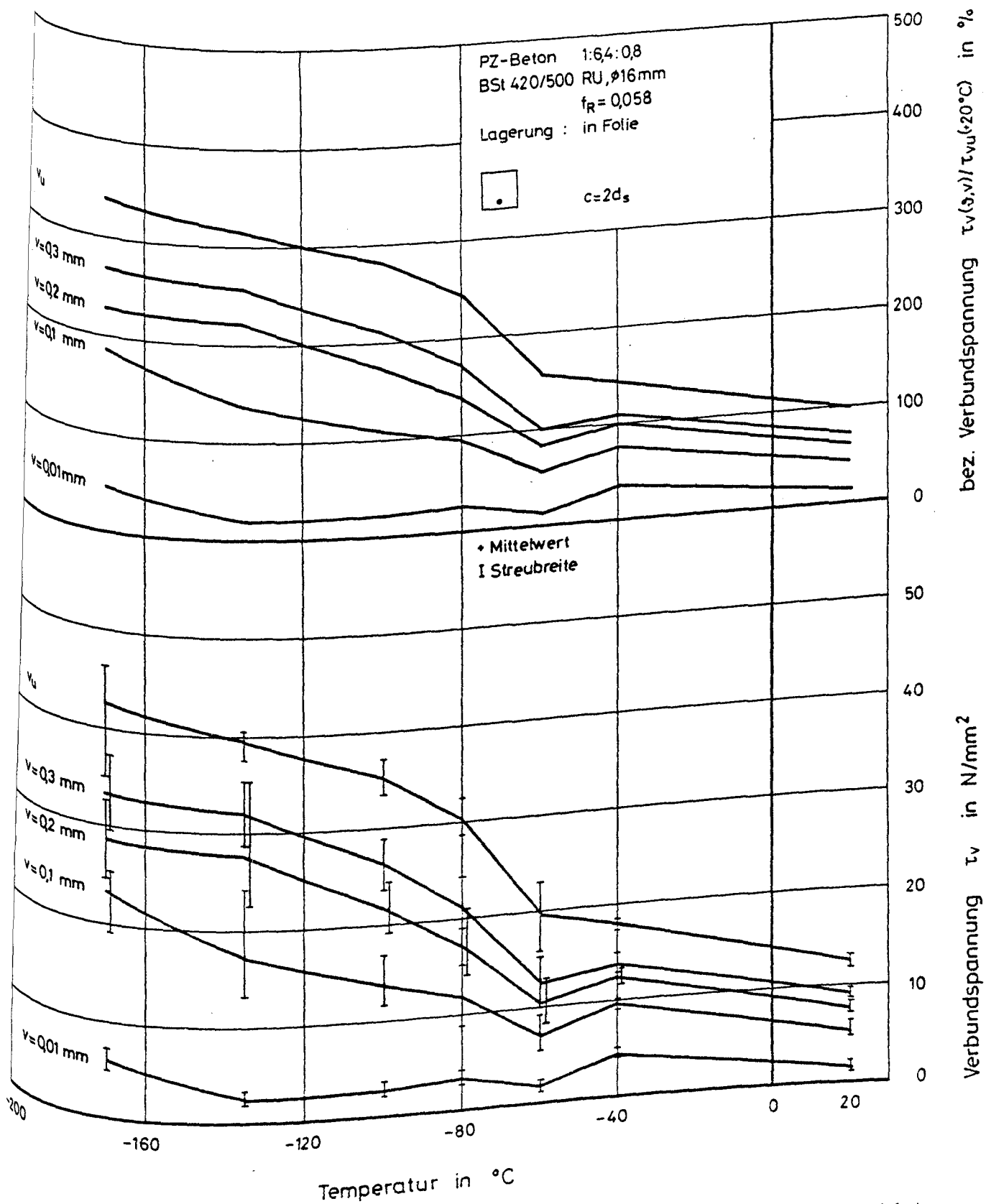


Bild 26 : Verbundspannungen in Abhängigkeit von Temperatur und Stabendverschiebung  
 bei Randlage des Bewehrungsstabes, B25



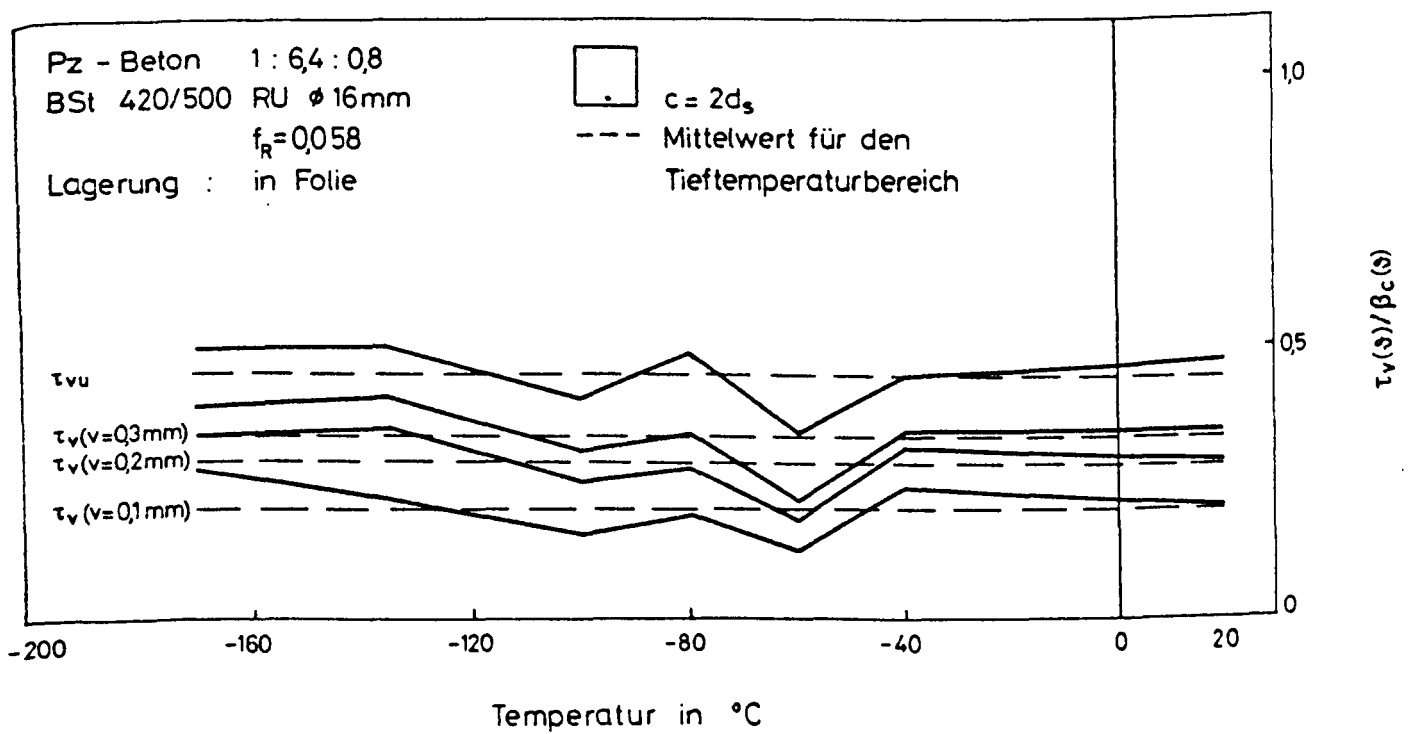


Bild 27 : Auf die Betondruckfestigkeit B25 bezogene Verbundspannungen in Abhängigkeit von Temperatur und Stabendverschiebung bei Randlage des Bewehrungsstabes

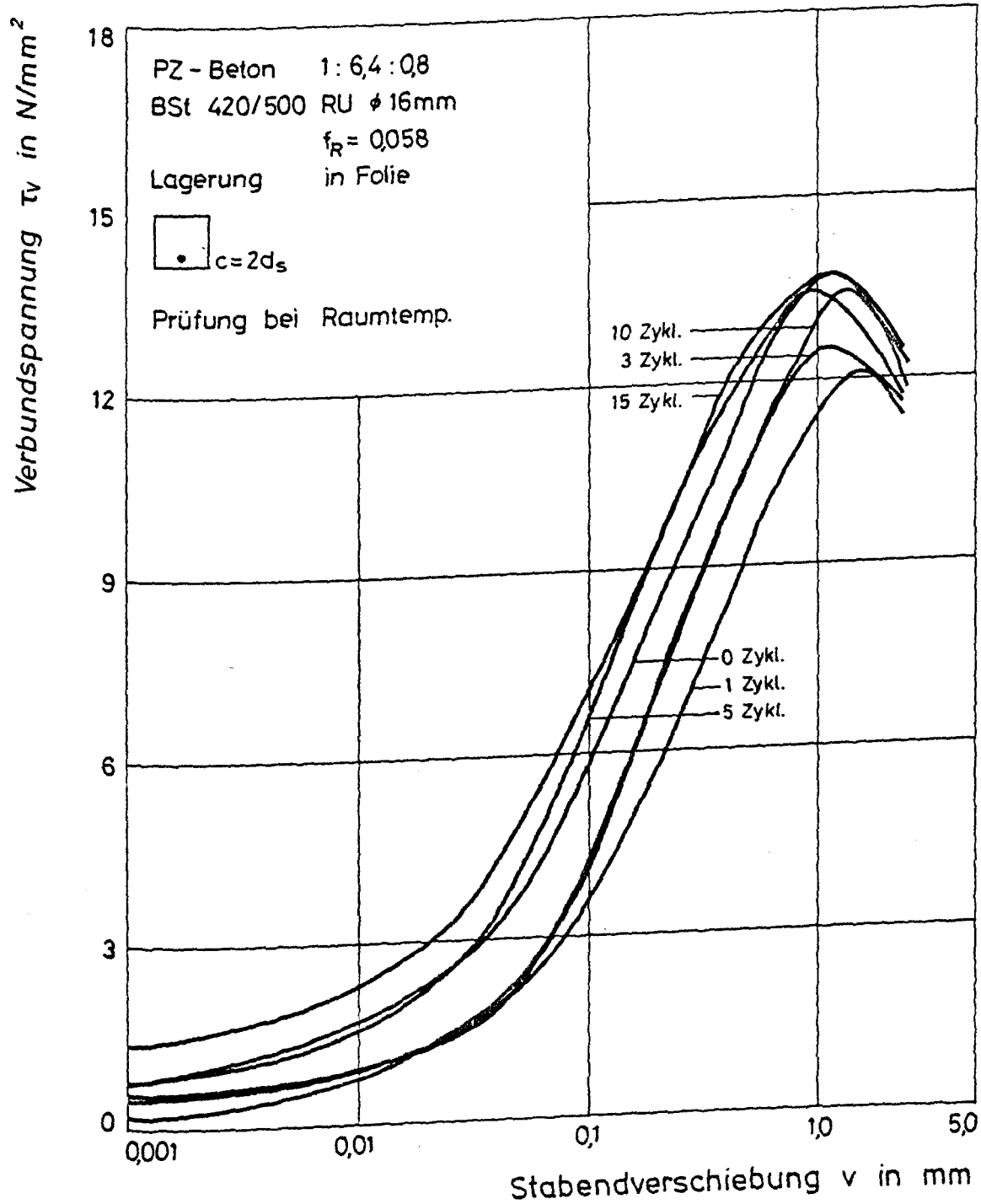


Bild 28 : Verbundspannungs-Verschiebungskurven abhängig von zyklischer Temperaturbeanspruchung bei Randlage des Bewehrungsstabes, B25

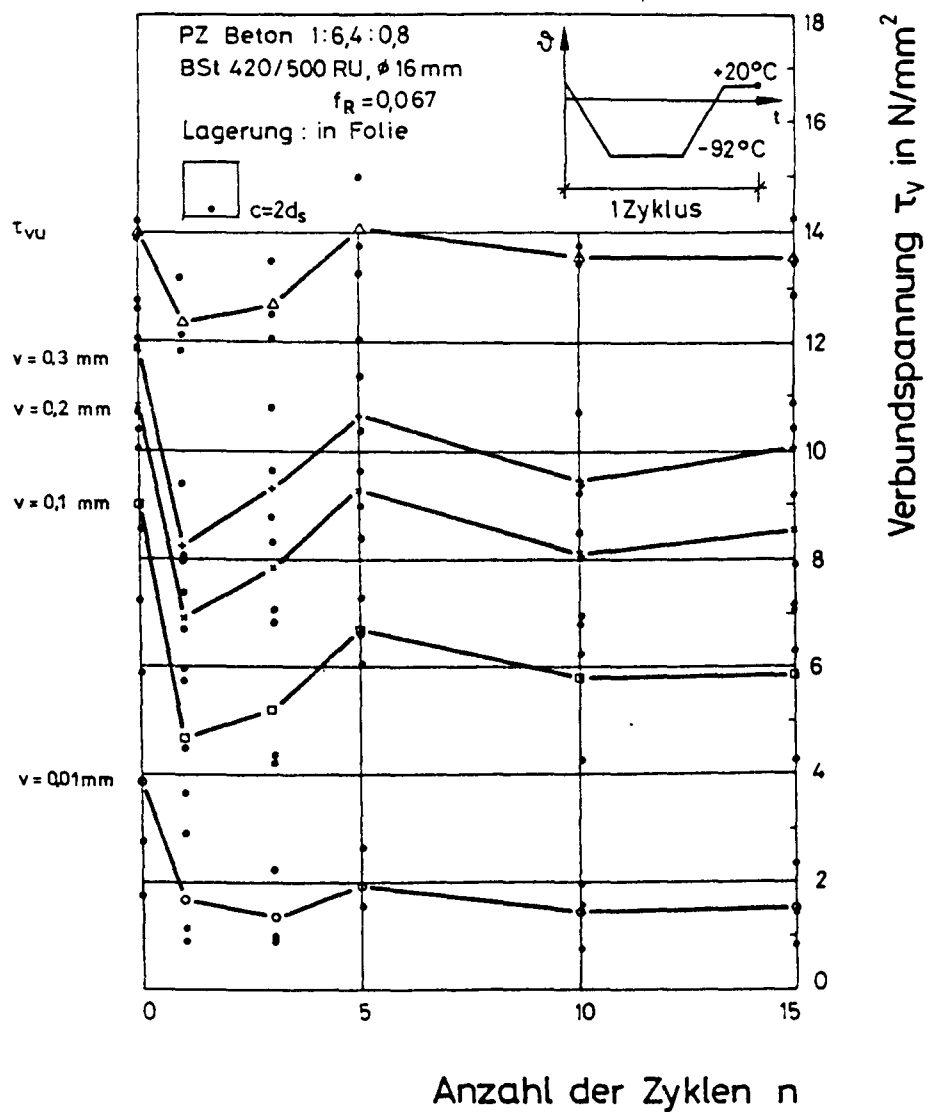


Bild 29 : Einfluß von Tieftemperaturzyklen auf die Verbundspannungen bei  
 verschiedenen Verschiebungswerten

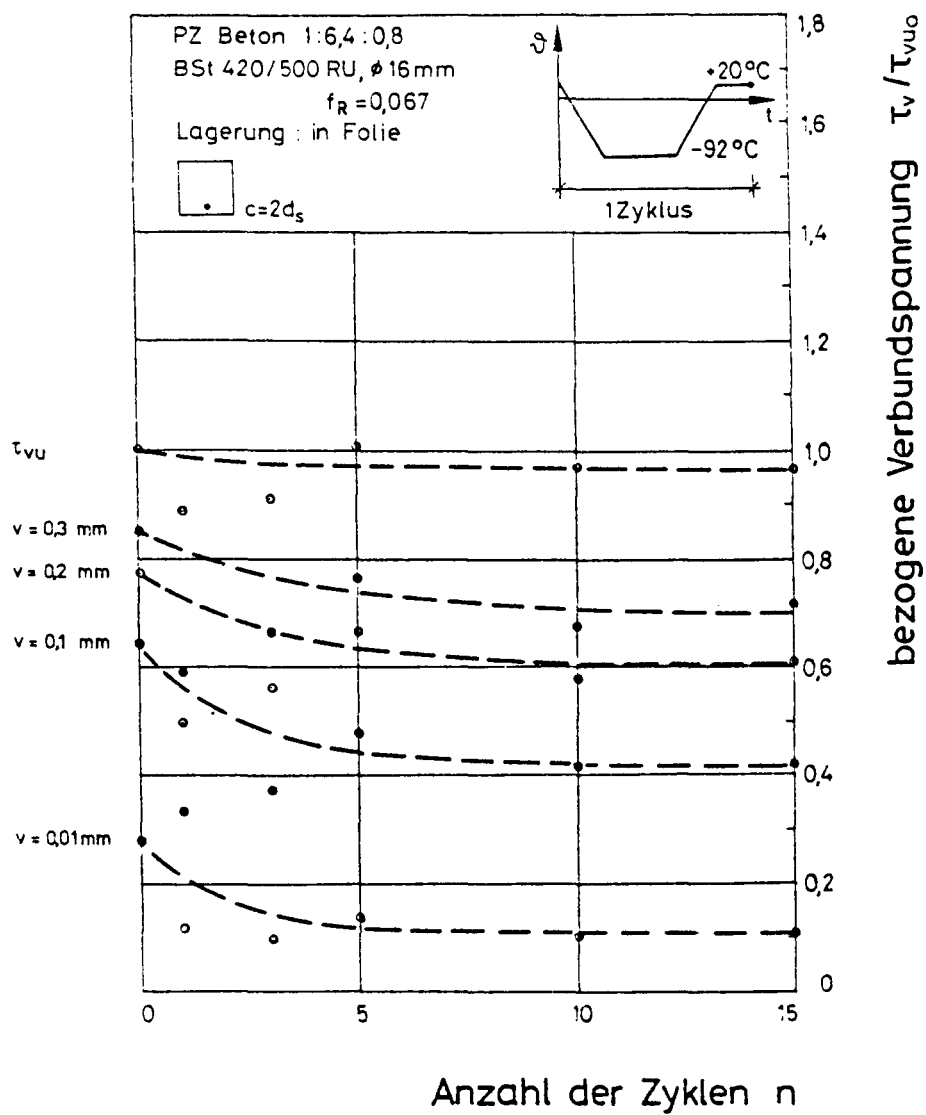


Bild 30 : Bezogene Darstellung des Verbundspannungsabfalles infolge  
 zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung

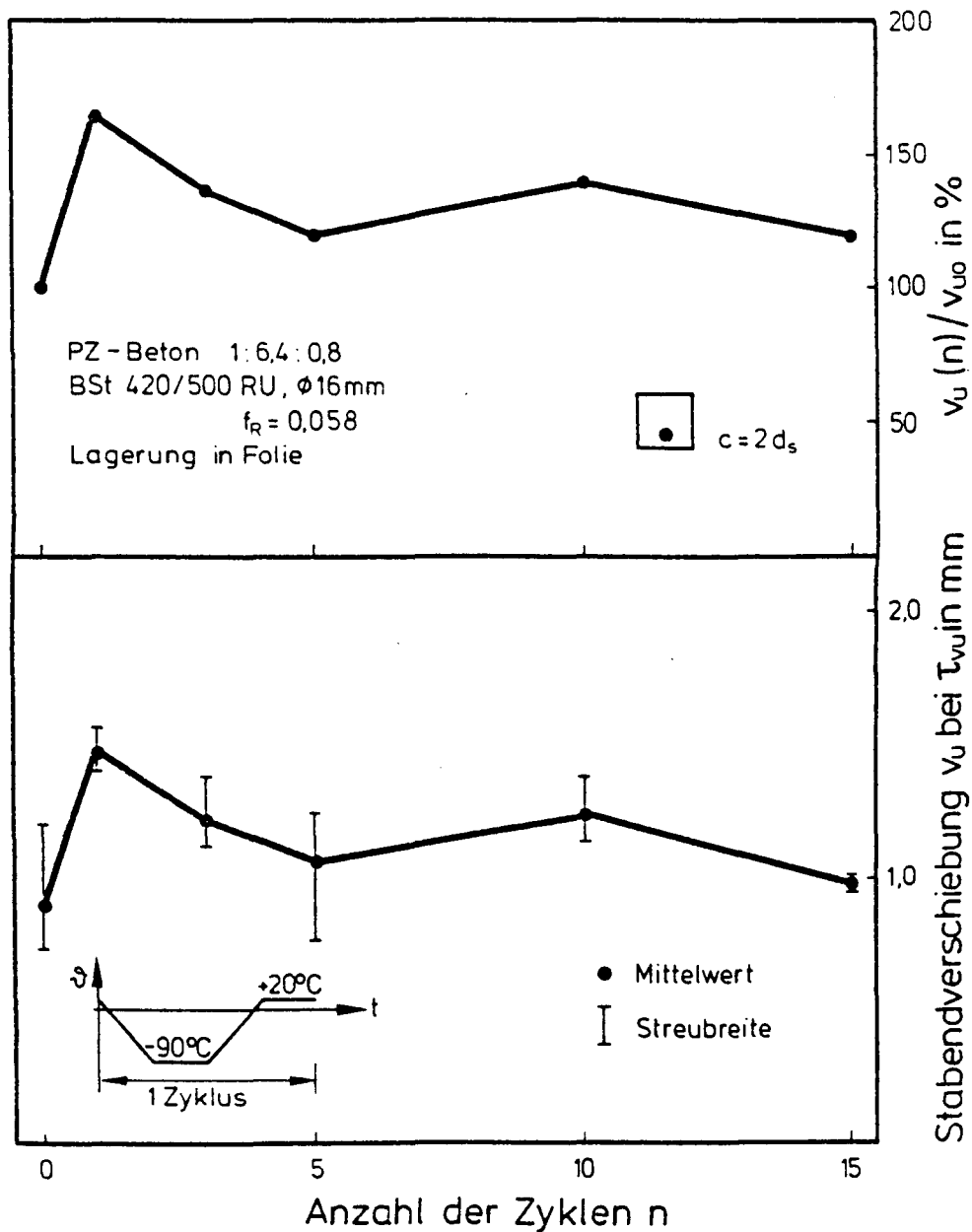


Bild 31 : Zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabendverschiebung nach Tieftemperaturzyklen

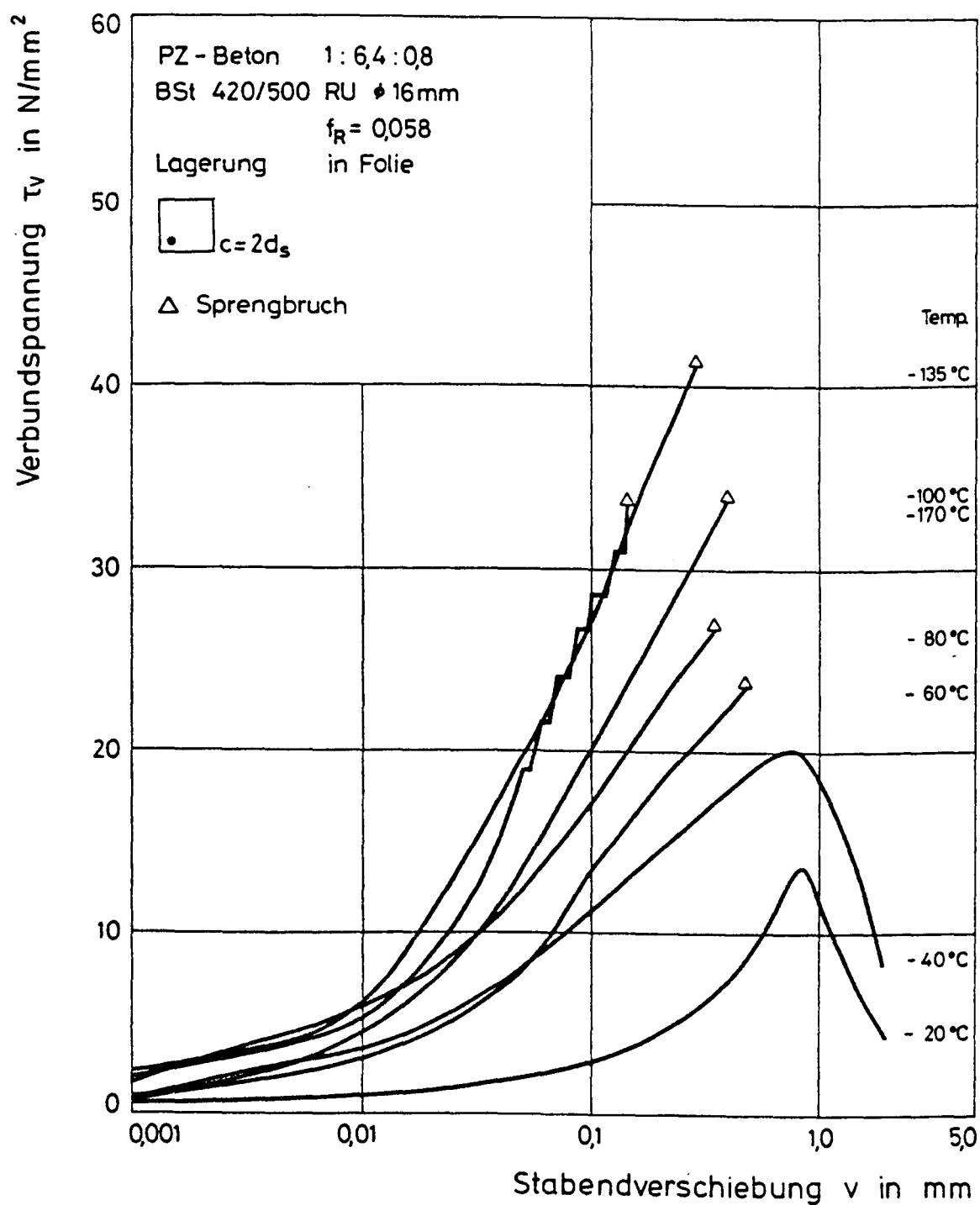


Bild 32 : Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Abhängigkeit von der Temperatur und Stabendverschiebung bei Ecklage des Bewehrungsstabes, B25

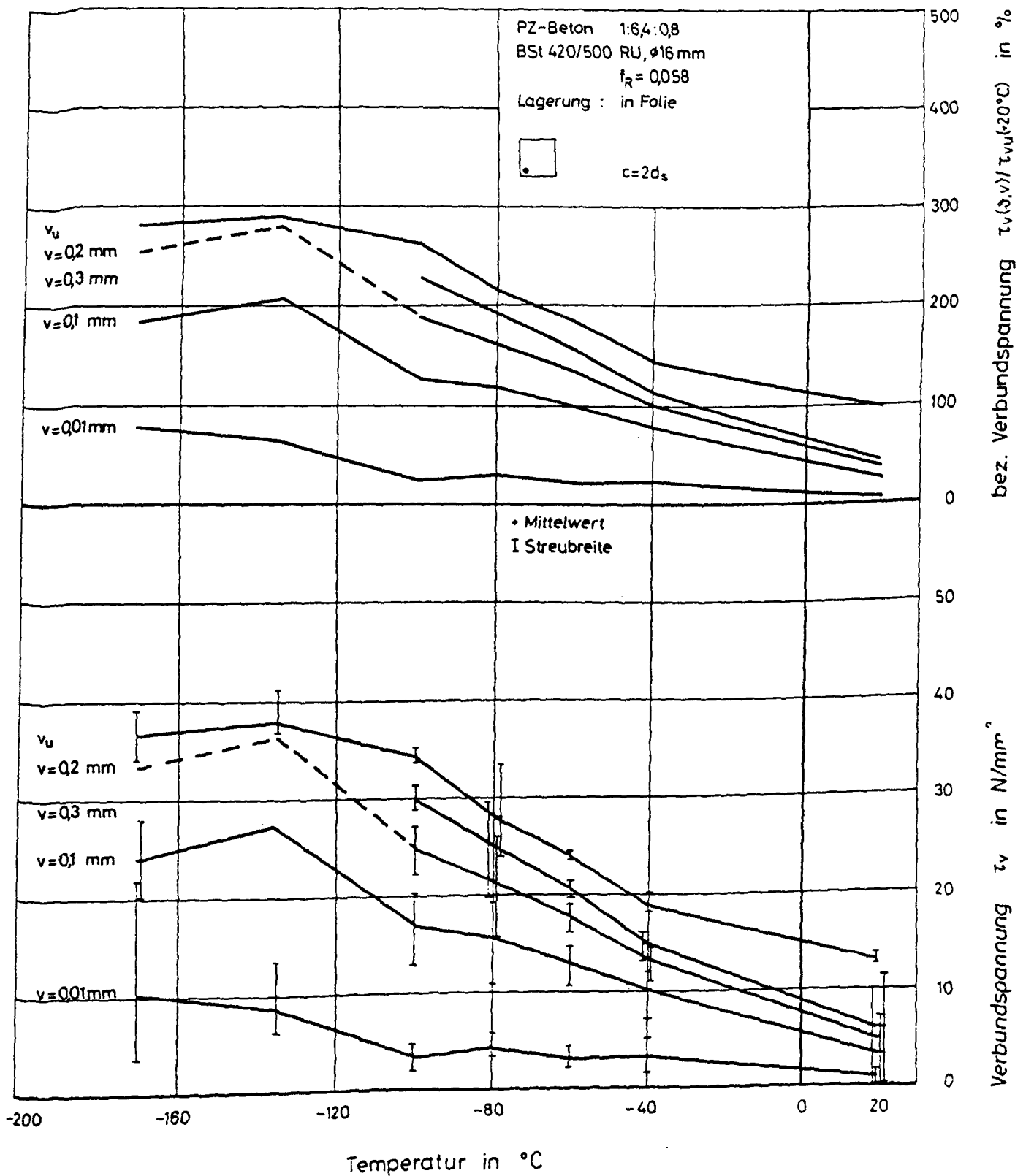


Bild 33 : Verbundspannungen in Abhängigkeit von Temperatur und Stabendverschiebung  
 bei Ecklage des Bewehrungsstabes, B25

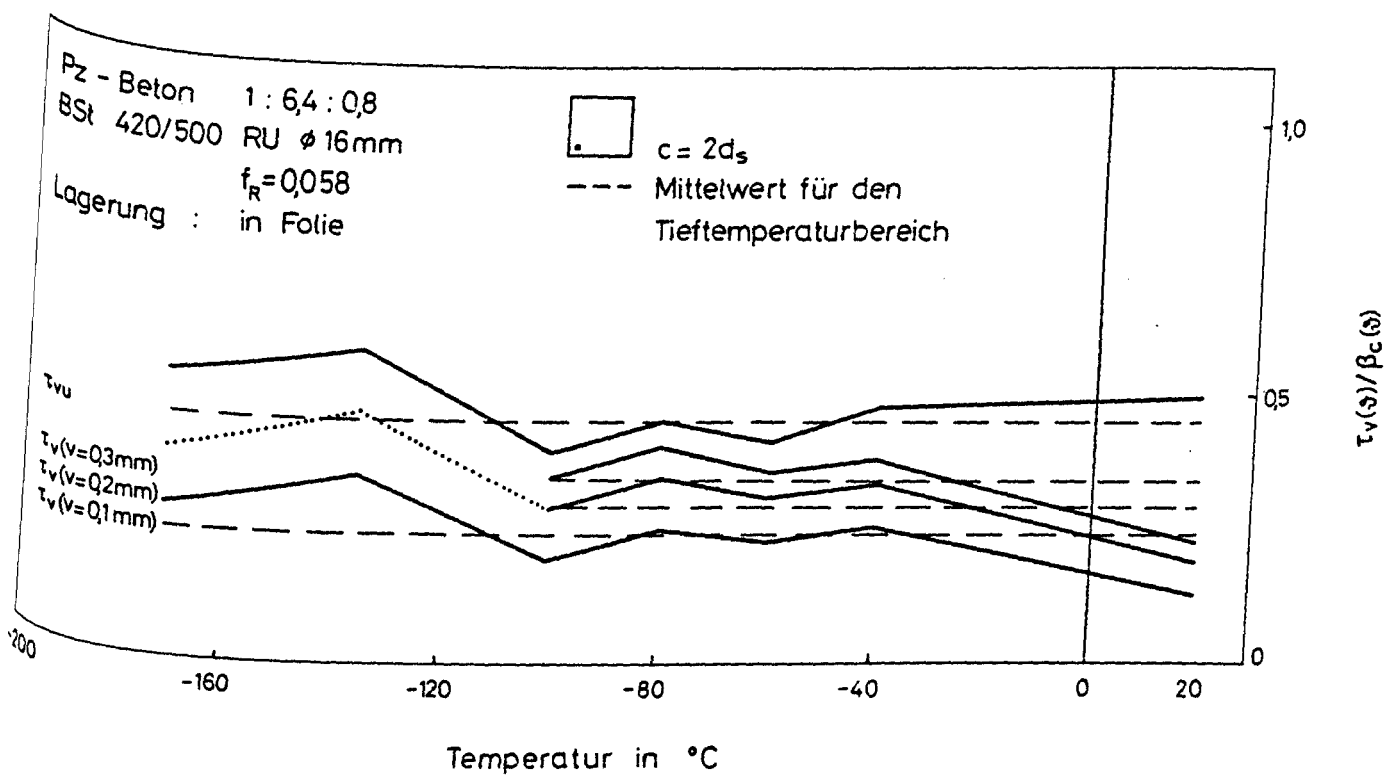


Bild 34 : Auf die Betondruckfestigkeit B25 bezogene Verbundspannungen in Abhängigkeit von Temperatur und Stabendverschiebung bei Ecklage des Bewehrungsstabes



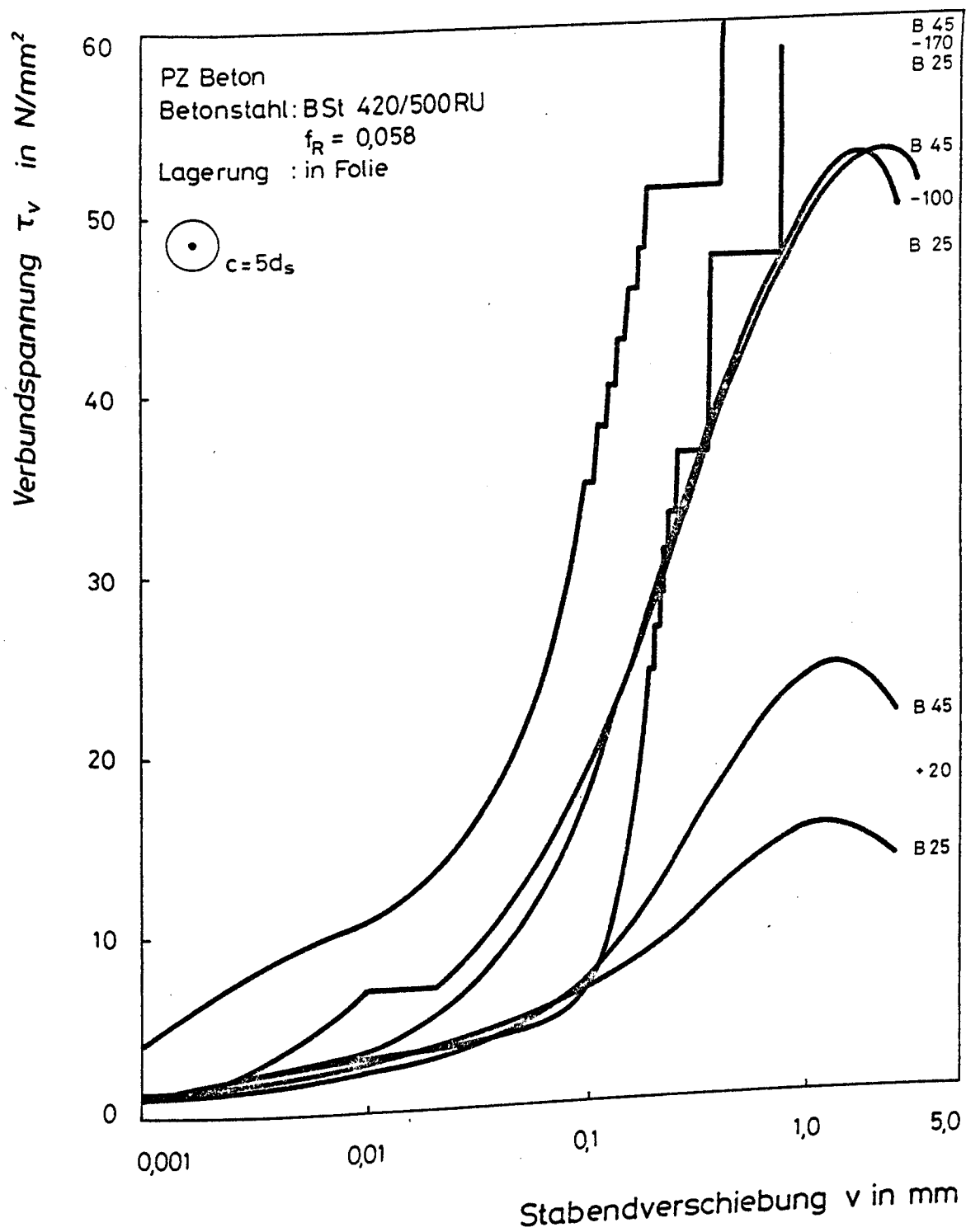


Bild 35 : Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Abhängigkeit von der Temperatur und der Betongüte

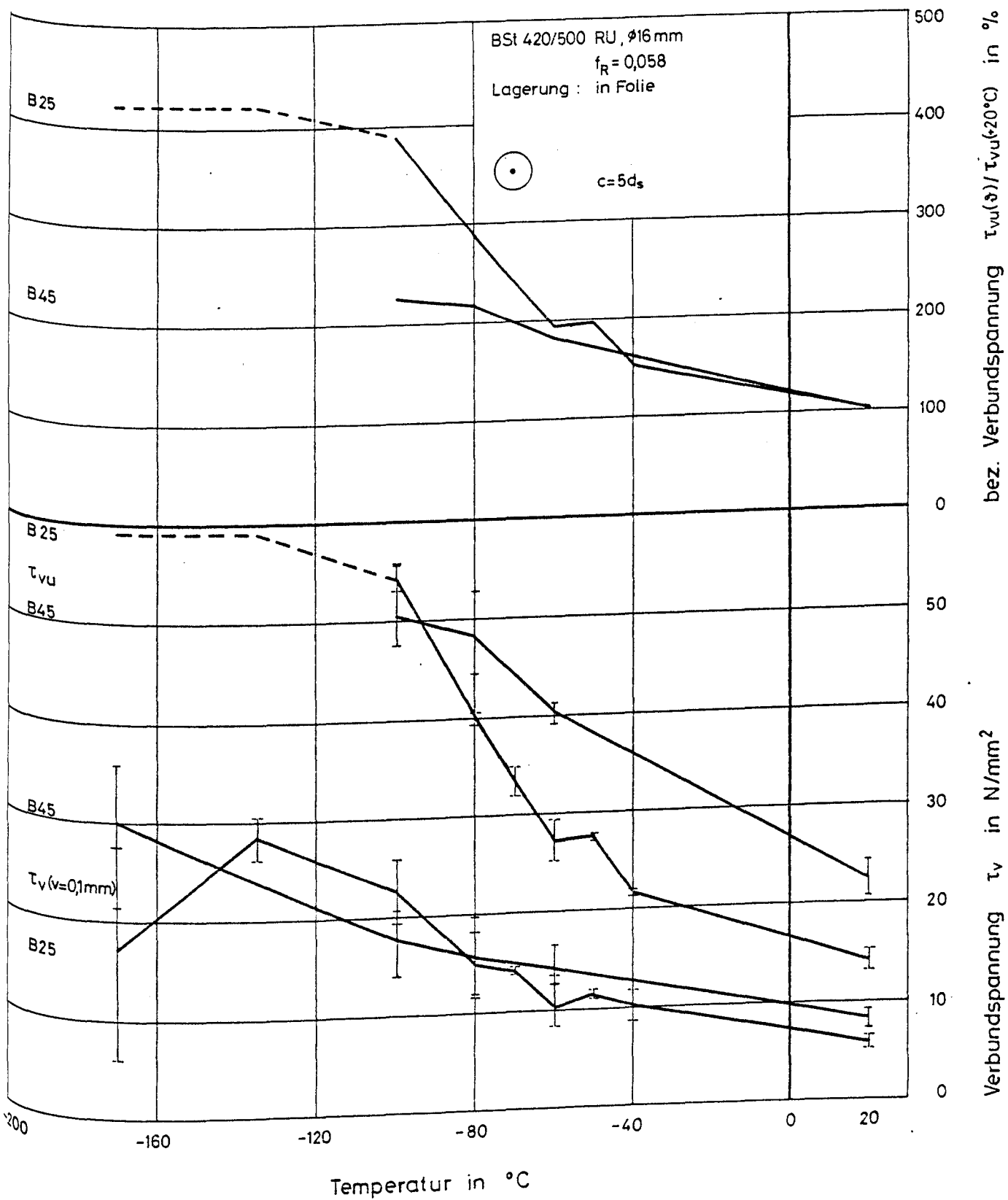


Bild 36 : Verbundfestigkeit und Verbundspannung bei  $v=0,1\text{mm}$  in Abhängigkeit von  
 Temperatur und Betongüte

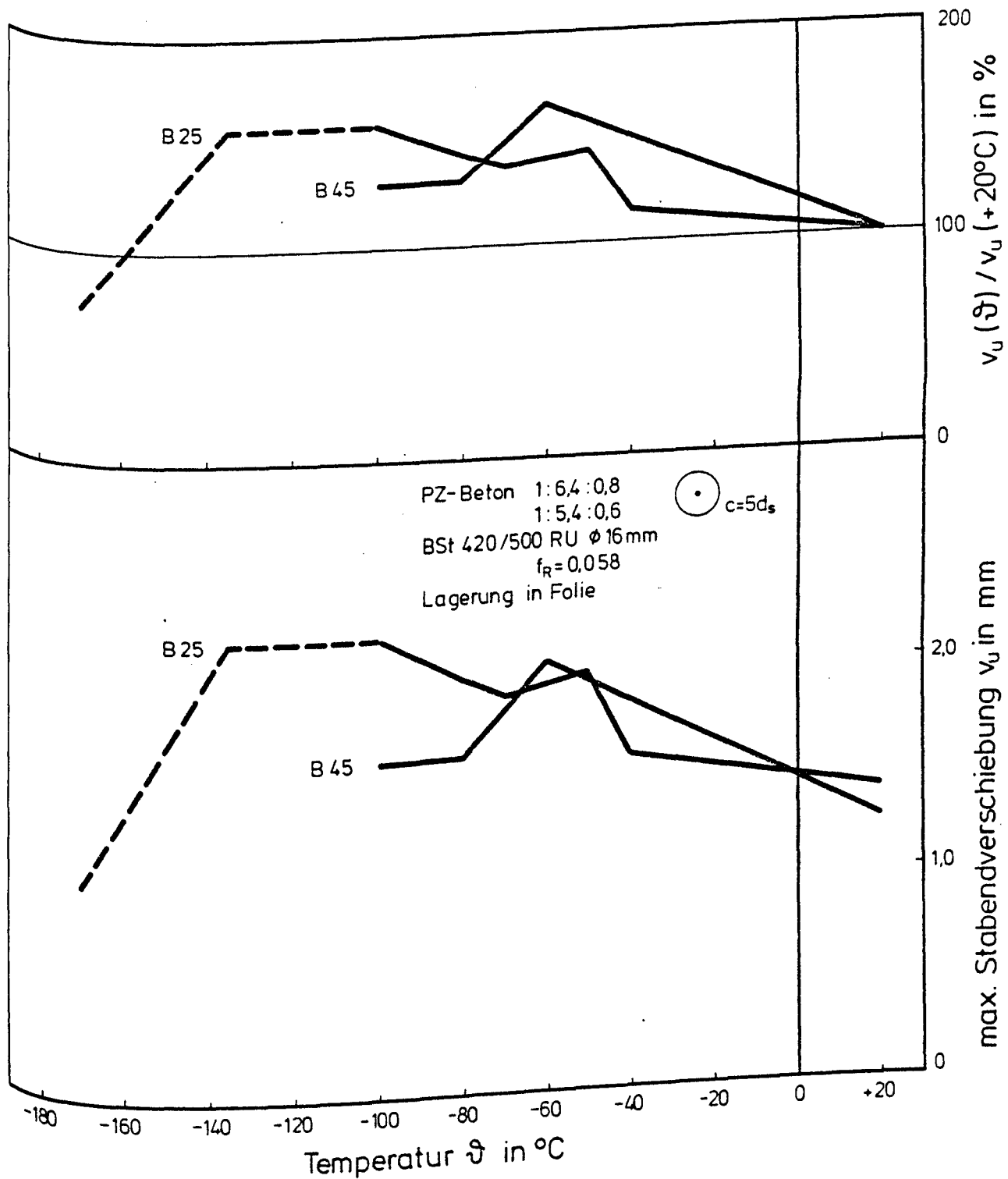


Bild 37 : Zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabendverschiebung  $v_u$  in Abhängigkeit  
 von Temperatur und Betongüte

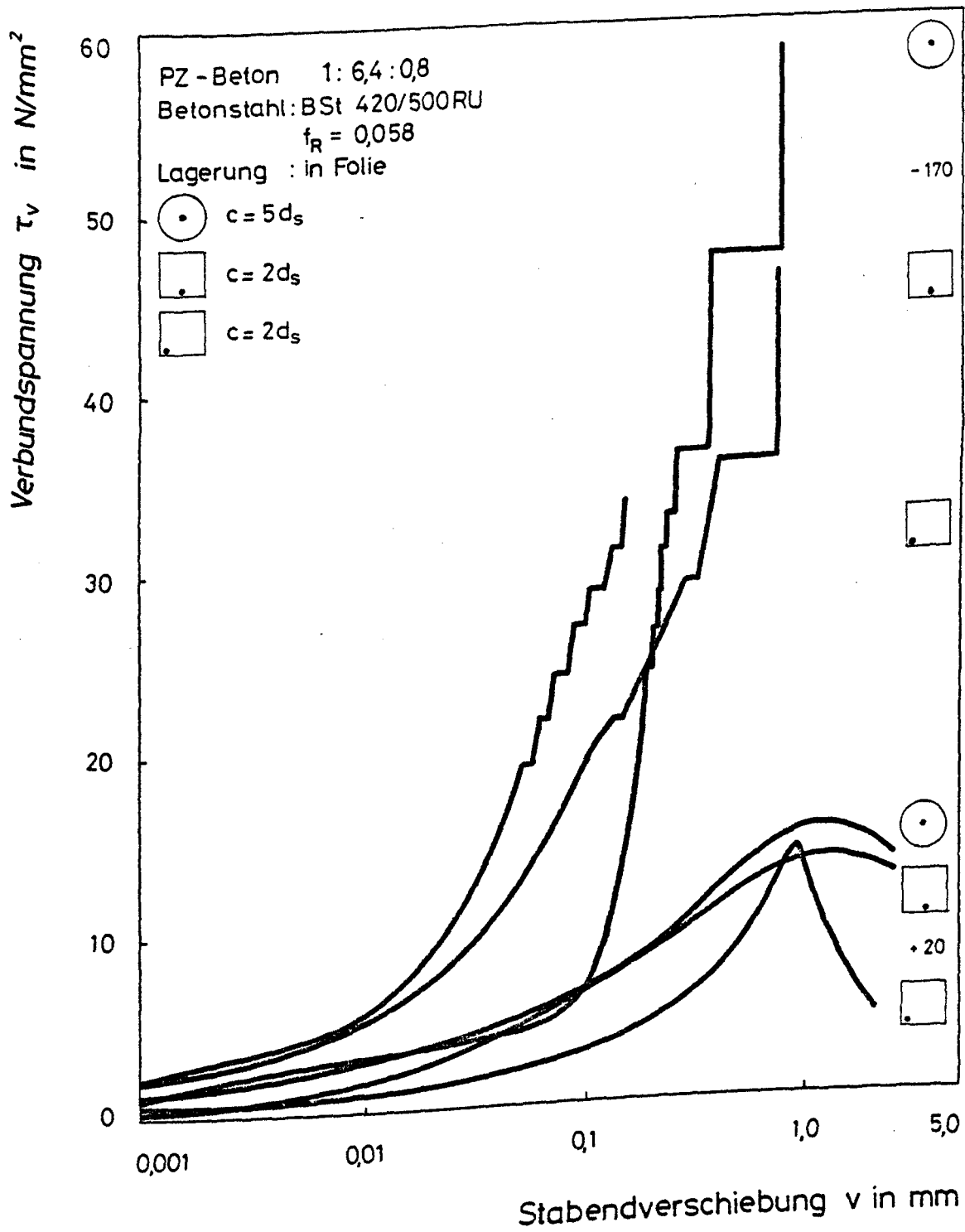


Bild 38 : Verbundspannungs-Verschiebungskurven in Abhängigkeit von  
 Temperatur und Lage des Bewehrungsstabes

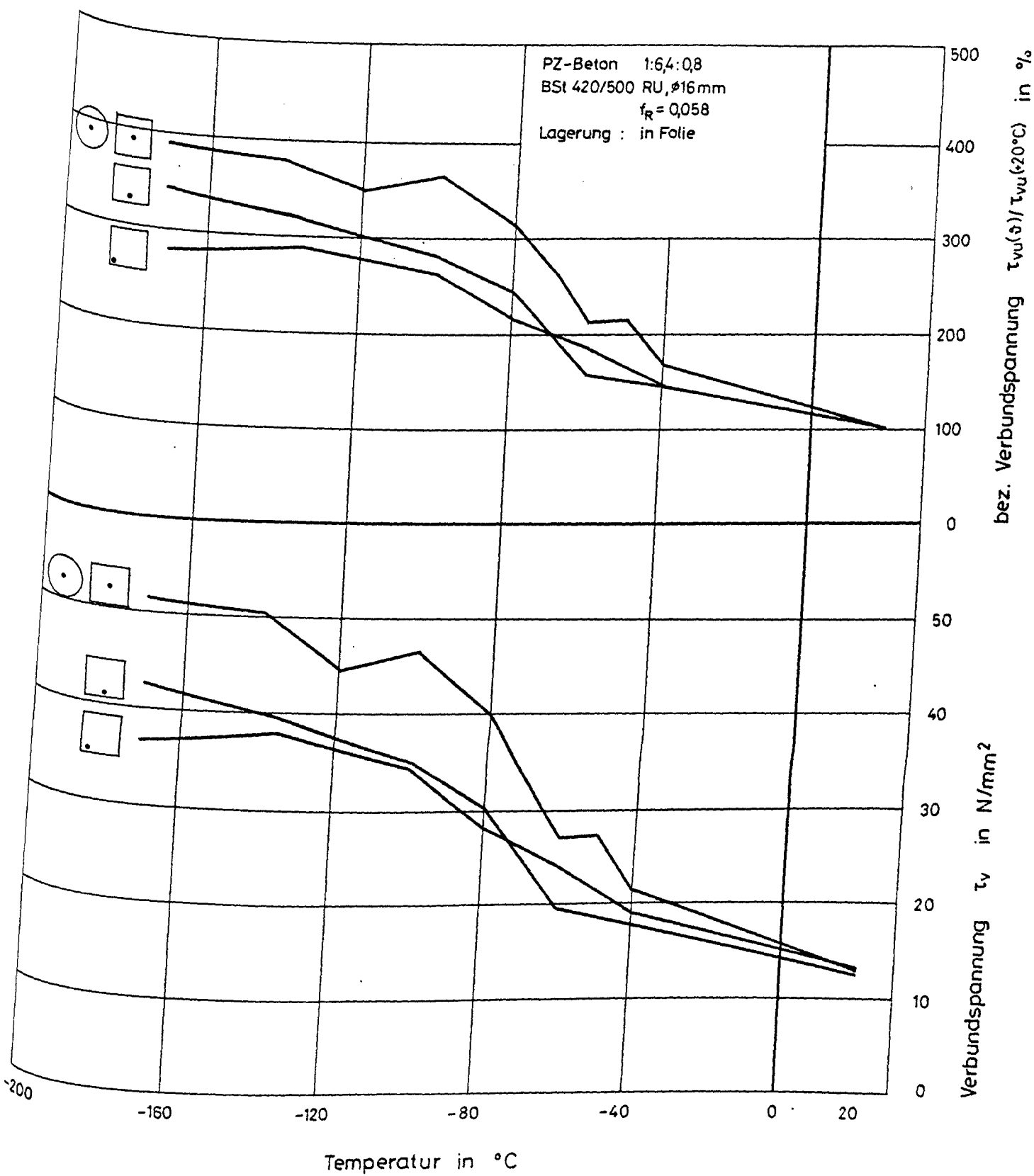


Bild 39 : Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von Temperatur und Lage des  
 Bewehrungsstabes

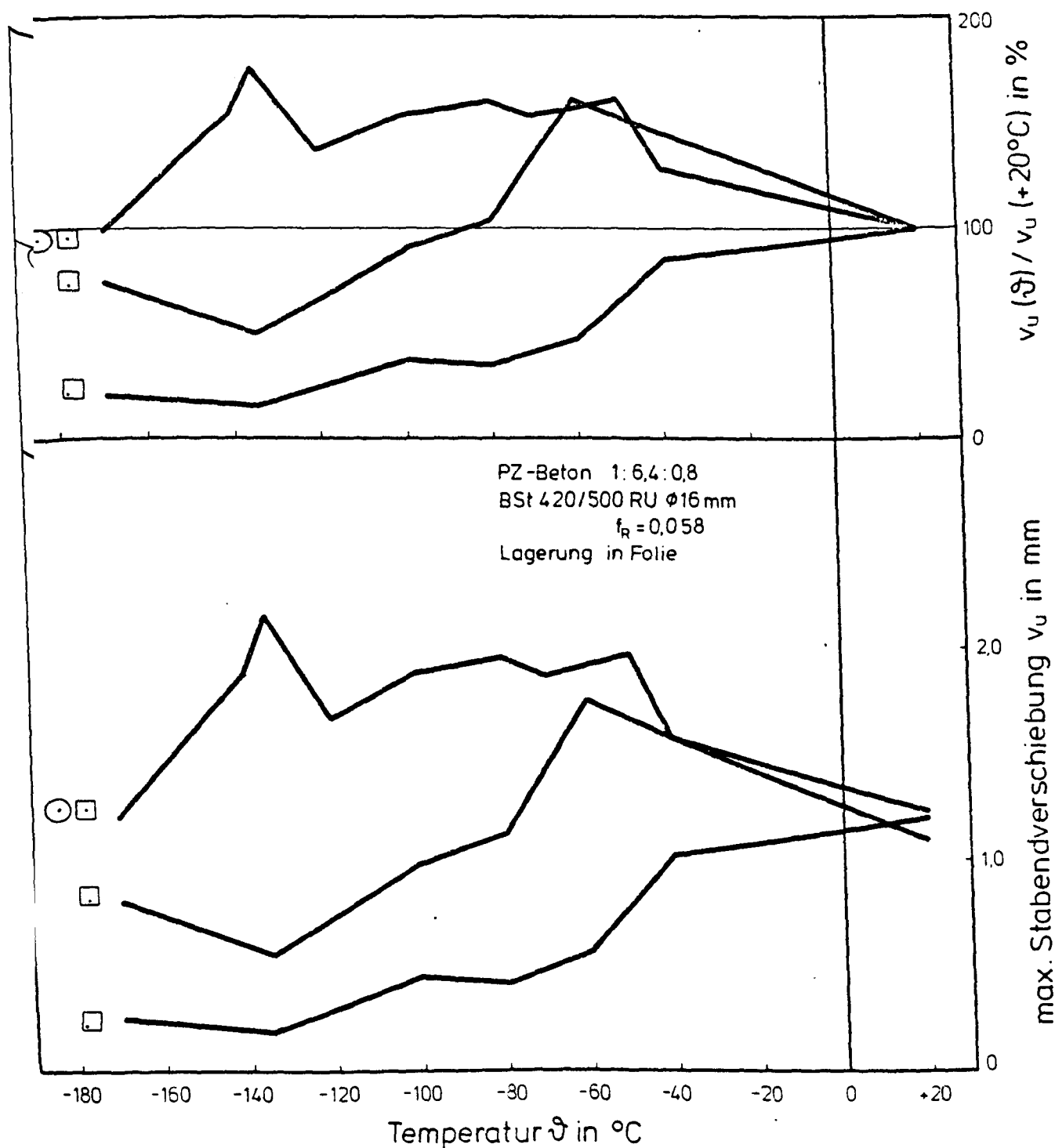


Bild 40 : Zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabendverschiebung  $v_u$  in Abhängigkeit  
 von Temperatur und Lage des Bewehrungsstabes

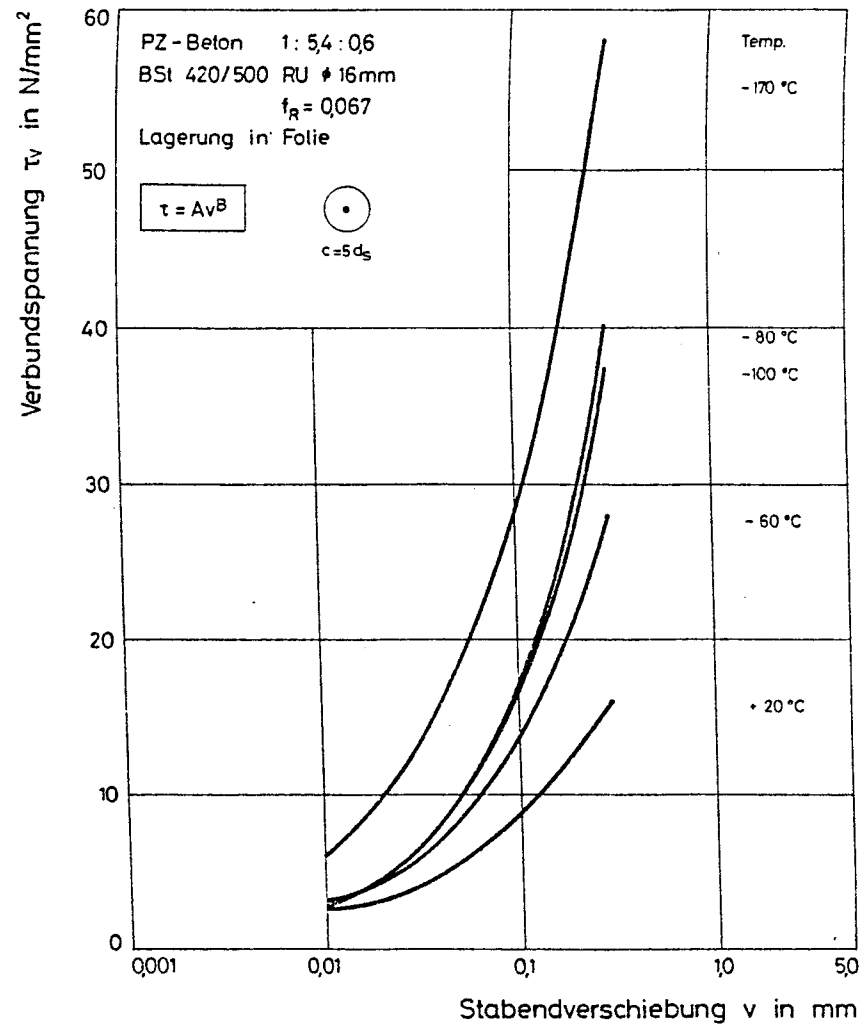
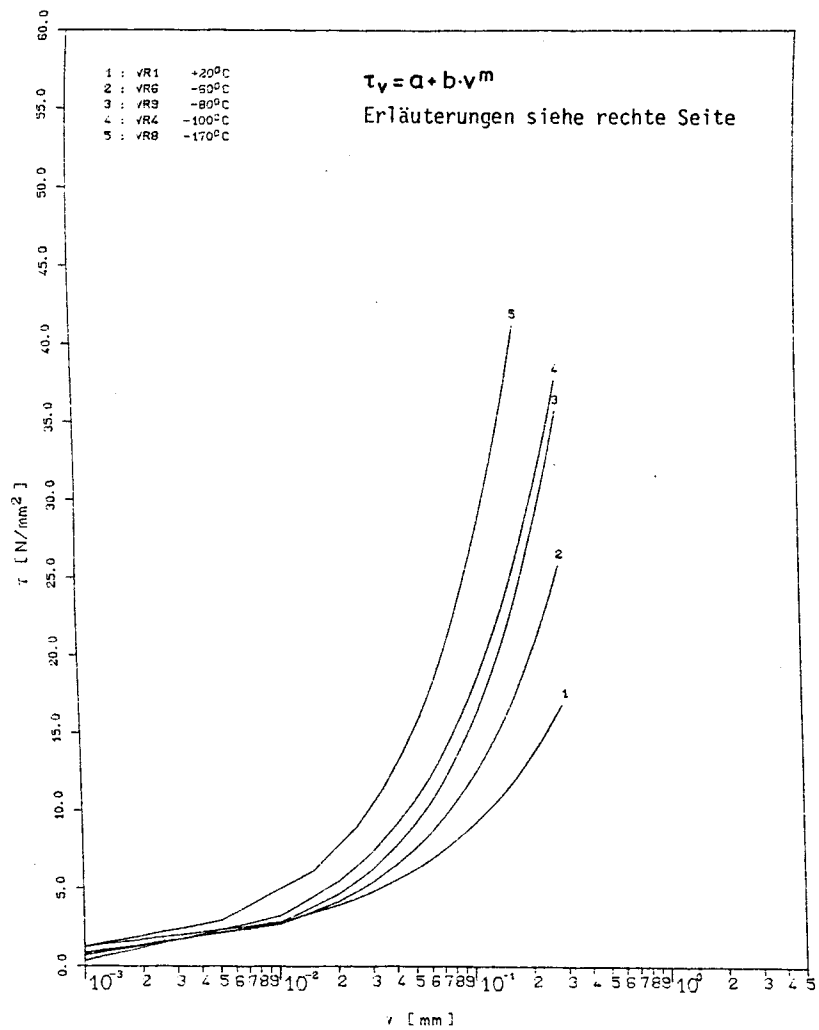


Bild 41 : Analytisch ermittelte  $\tau_v$ -v-Kurven für Beton B45 und  $f_R=0.067$

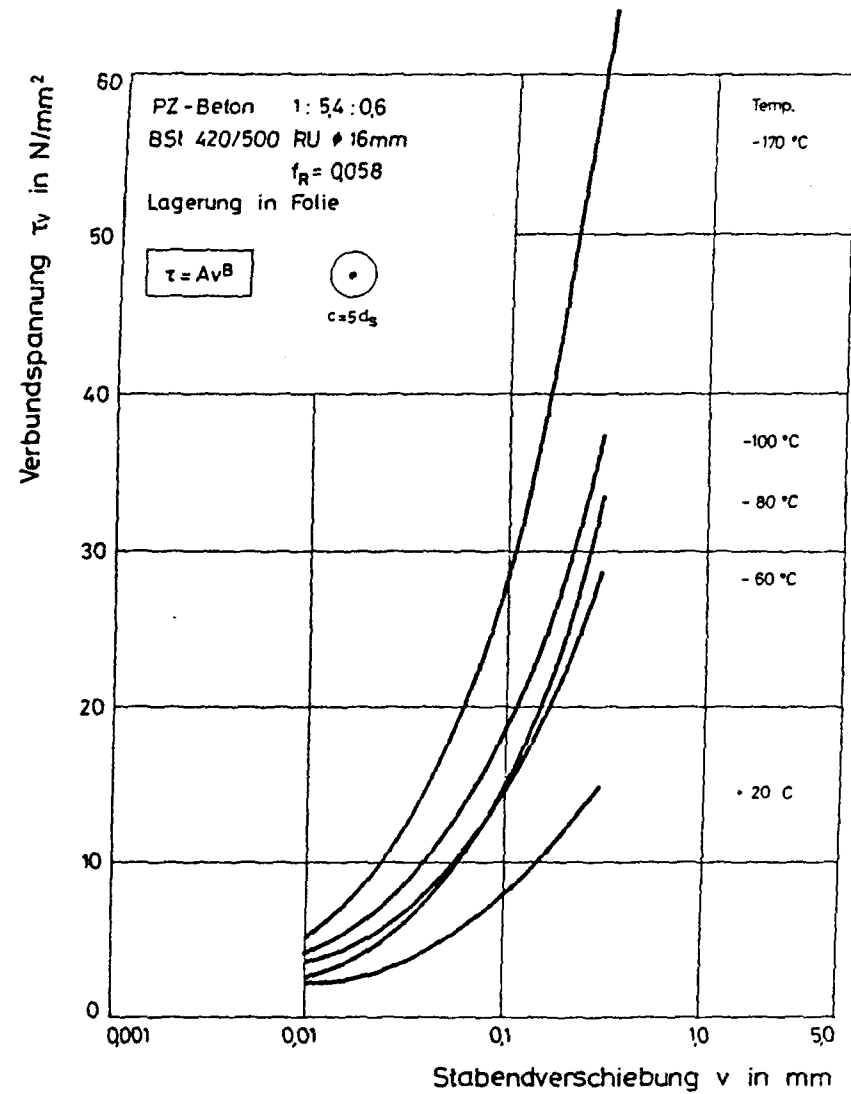
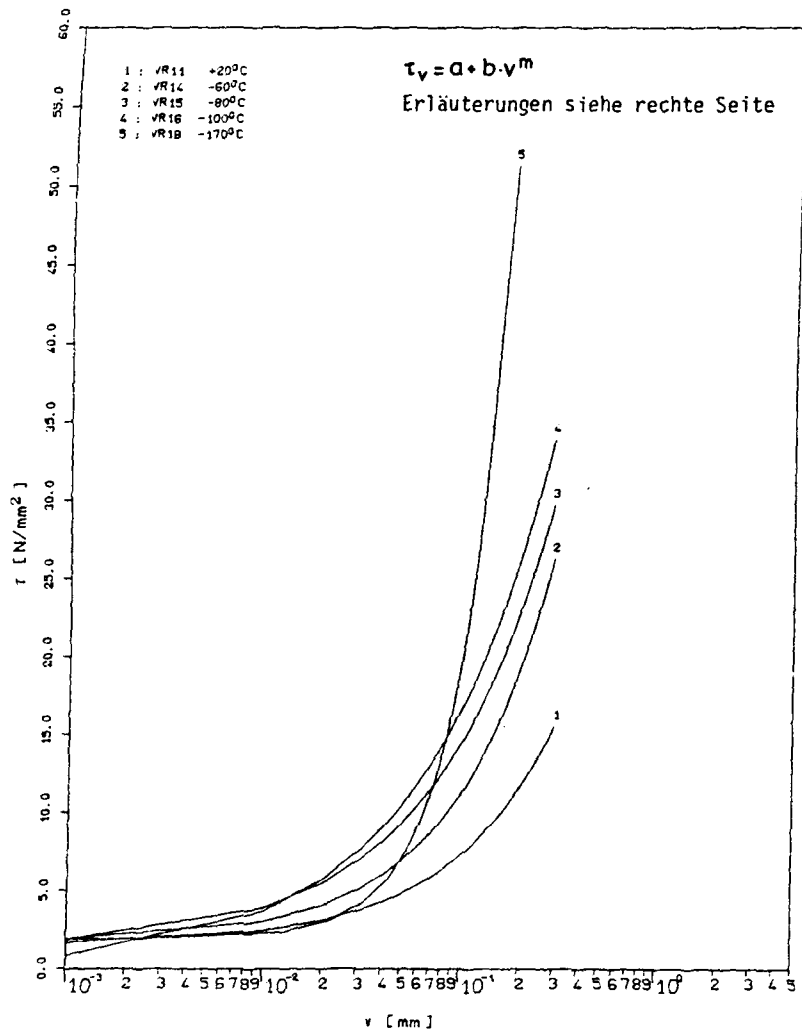


Bild 42 : Analytisch ermittelte  $\tau_v$ -v-Kurven für Beton B45 und  $f_R=0.058$



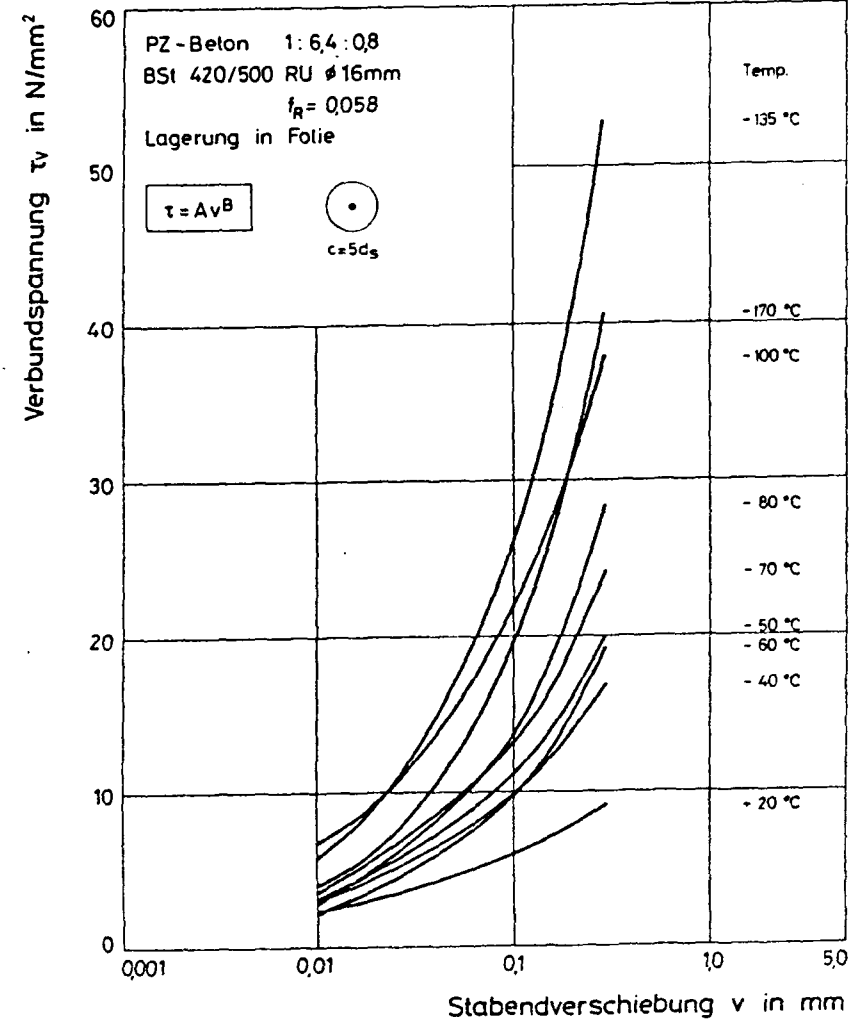
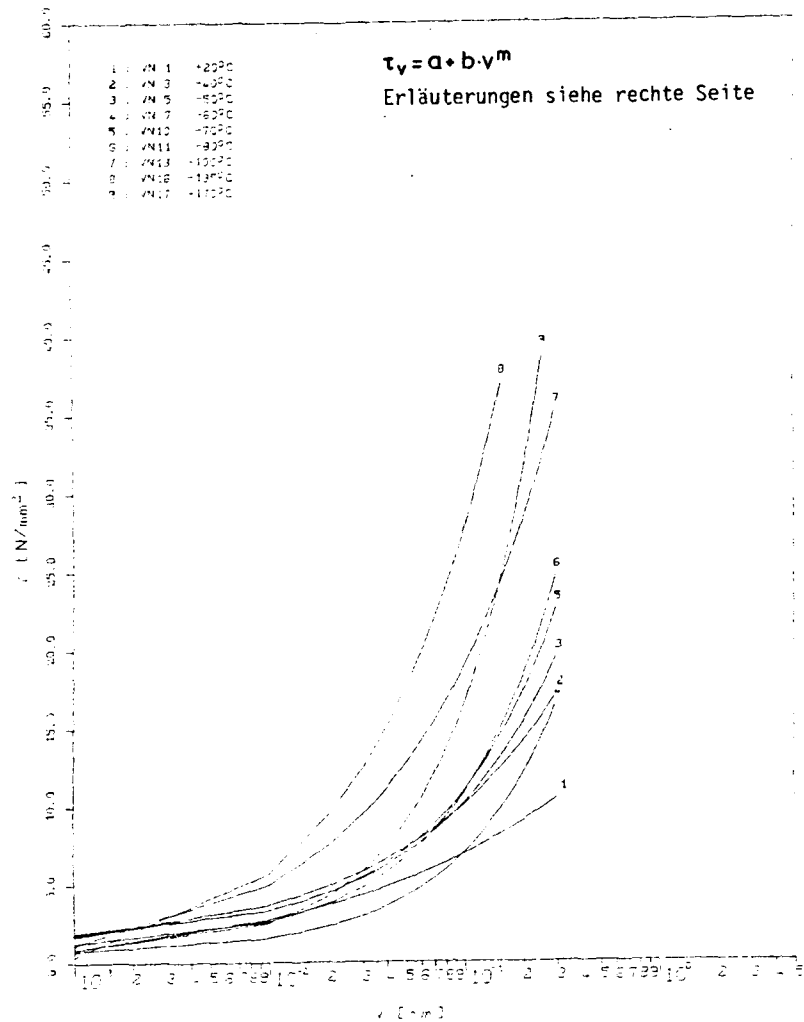


Bild 43 : Analytisch ermittelte  $\tau_v$ -v-Kurven für Beton B25,  
mittige Lage im Zylinder

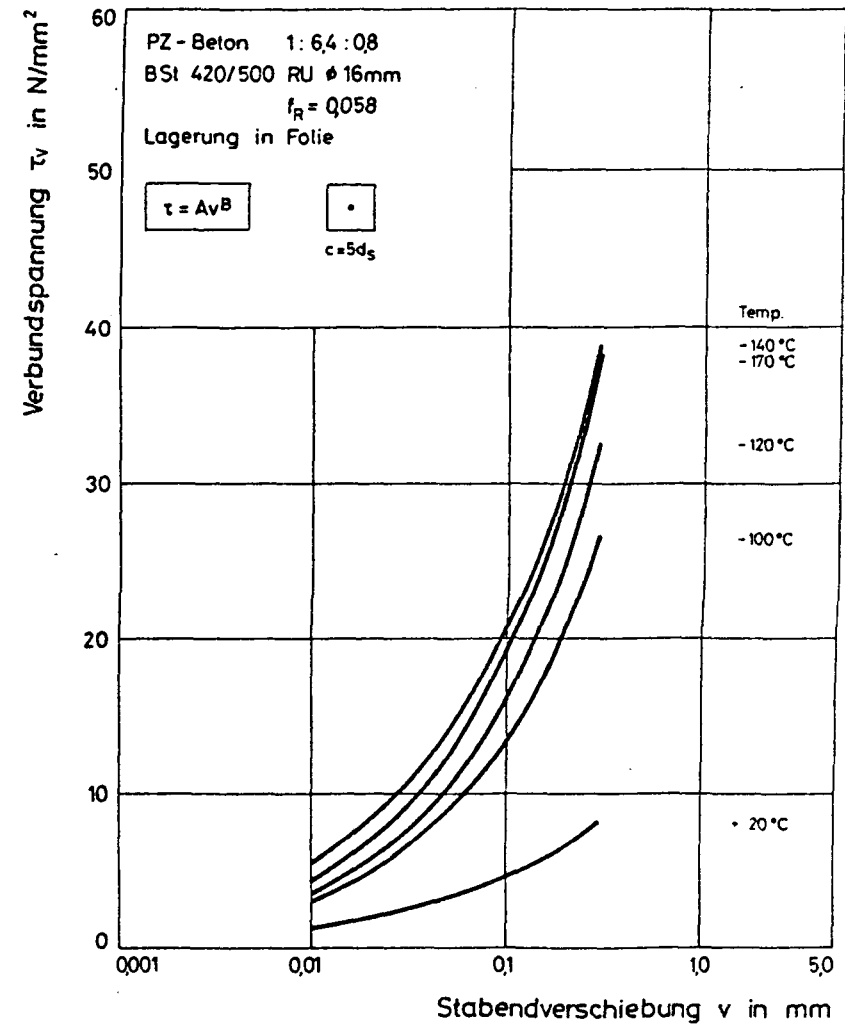
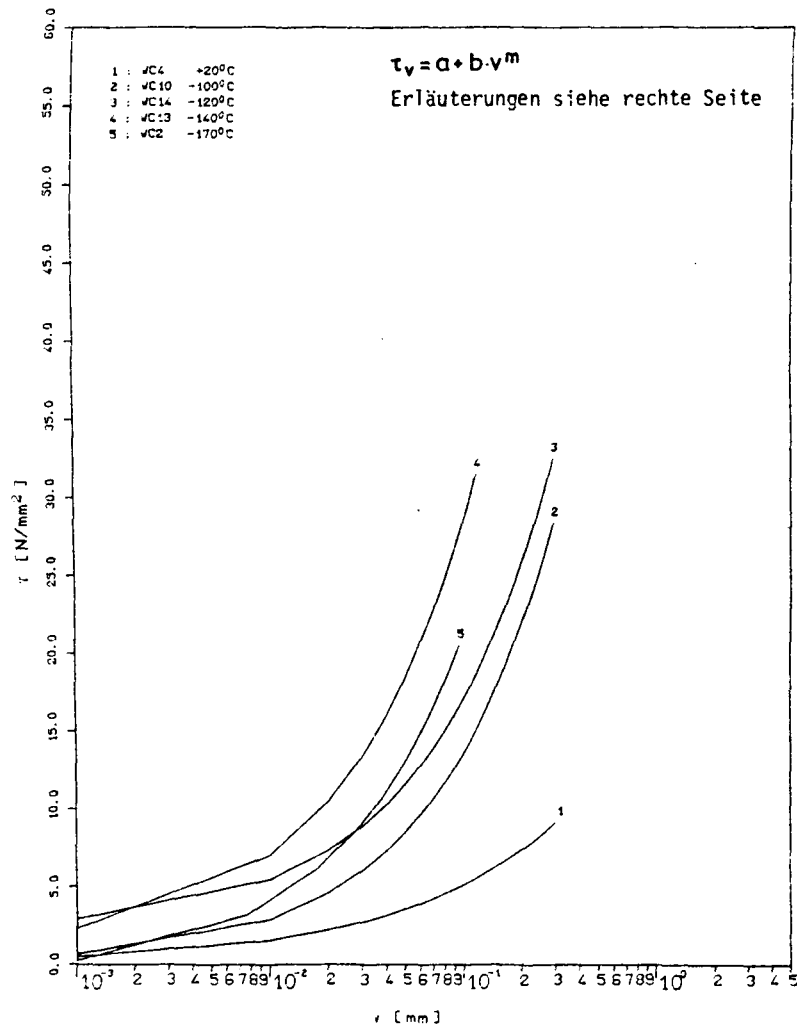


Bild 44 : Analytisch ermittelte  $\tau_v$ - $v$ -Kurven für mittige Lage des Bewehrungsstabes, Würfel

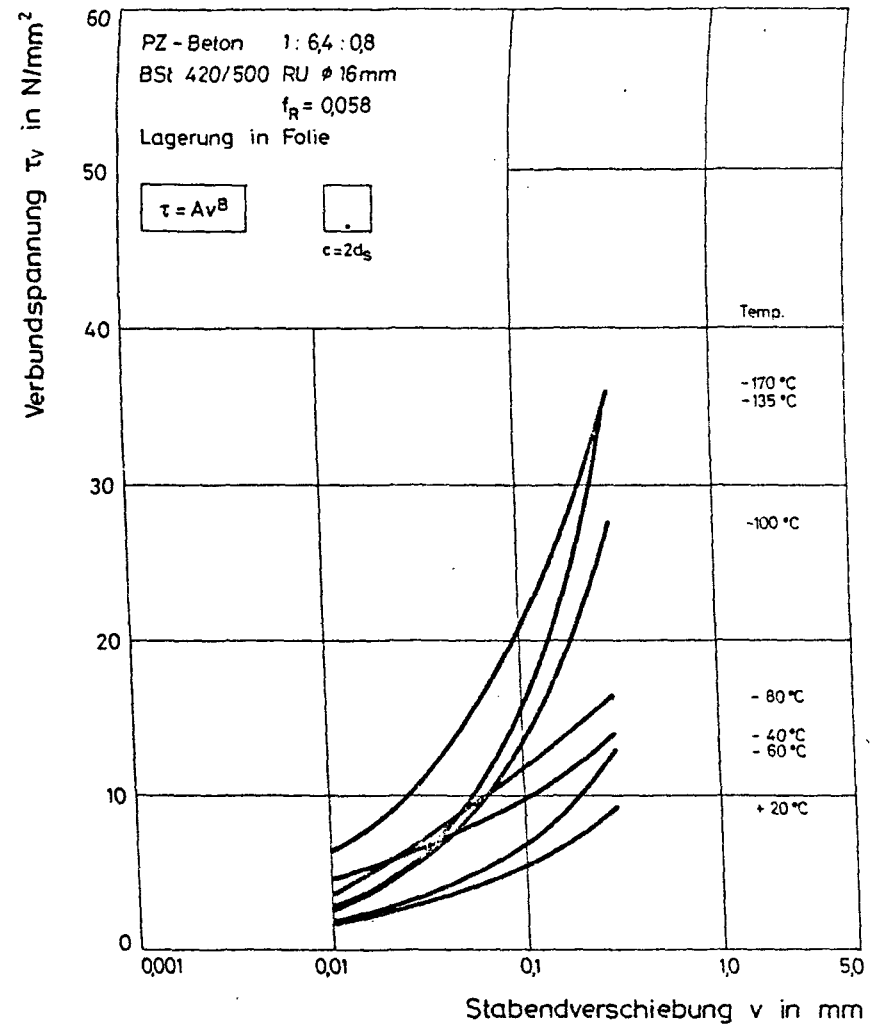
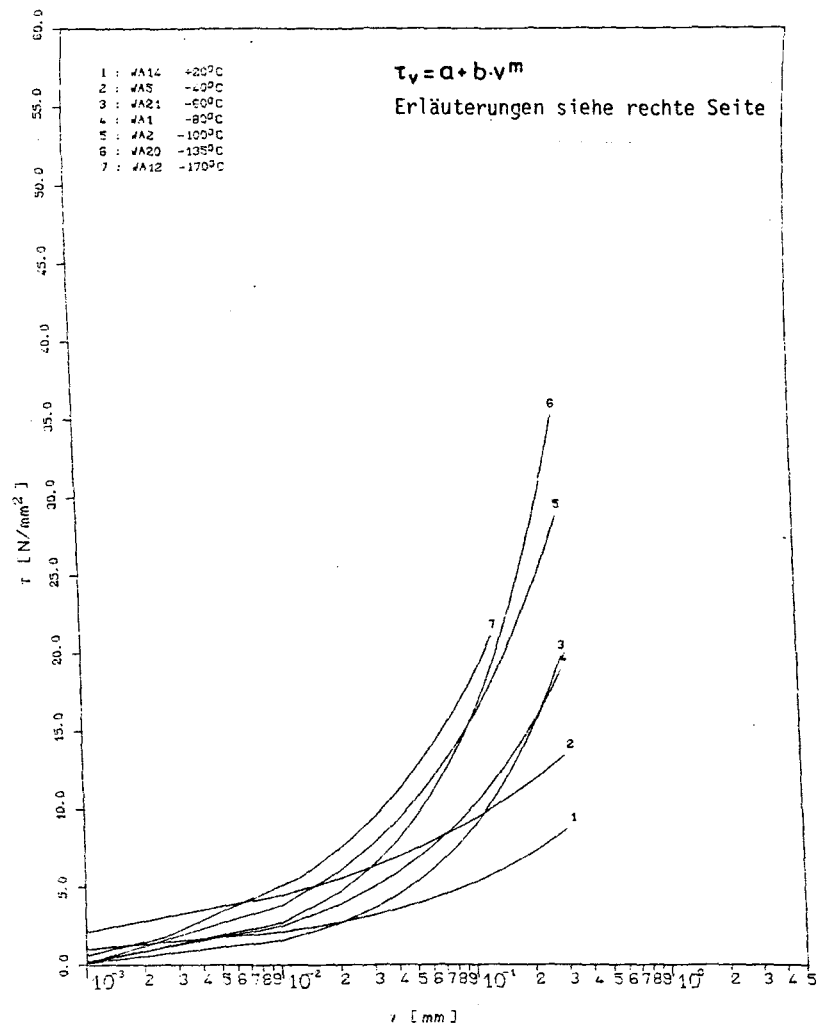


Bild 45 : Analytisch ermittelte  $\tau_v$ - $v$ -Kurven für Randlage des Bewehrungsstabes

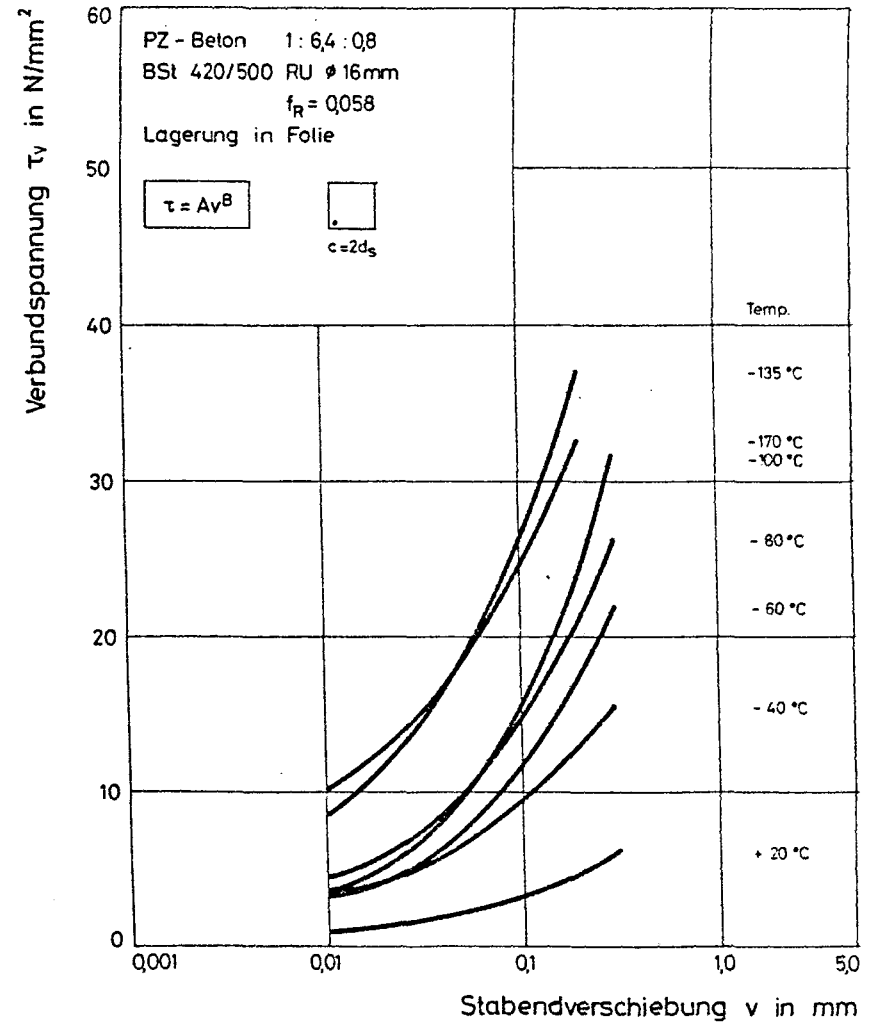
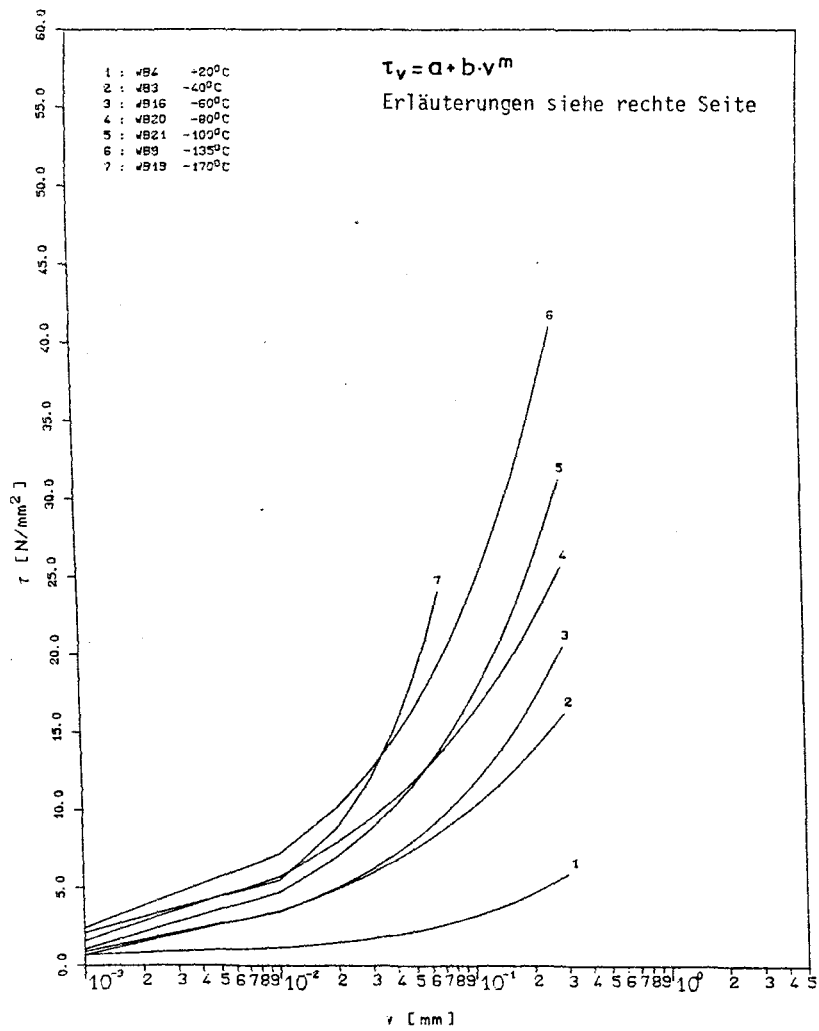


Bild 46 : Analytisch ermittelte  $\tau_v$ -v-Kurven für Ecklage des Bewehrungsstabes

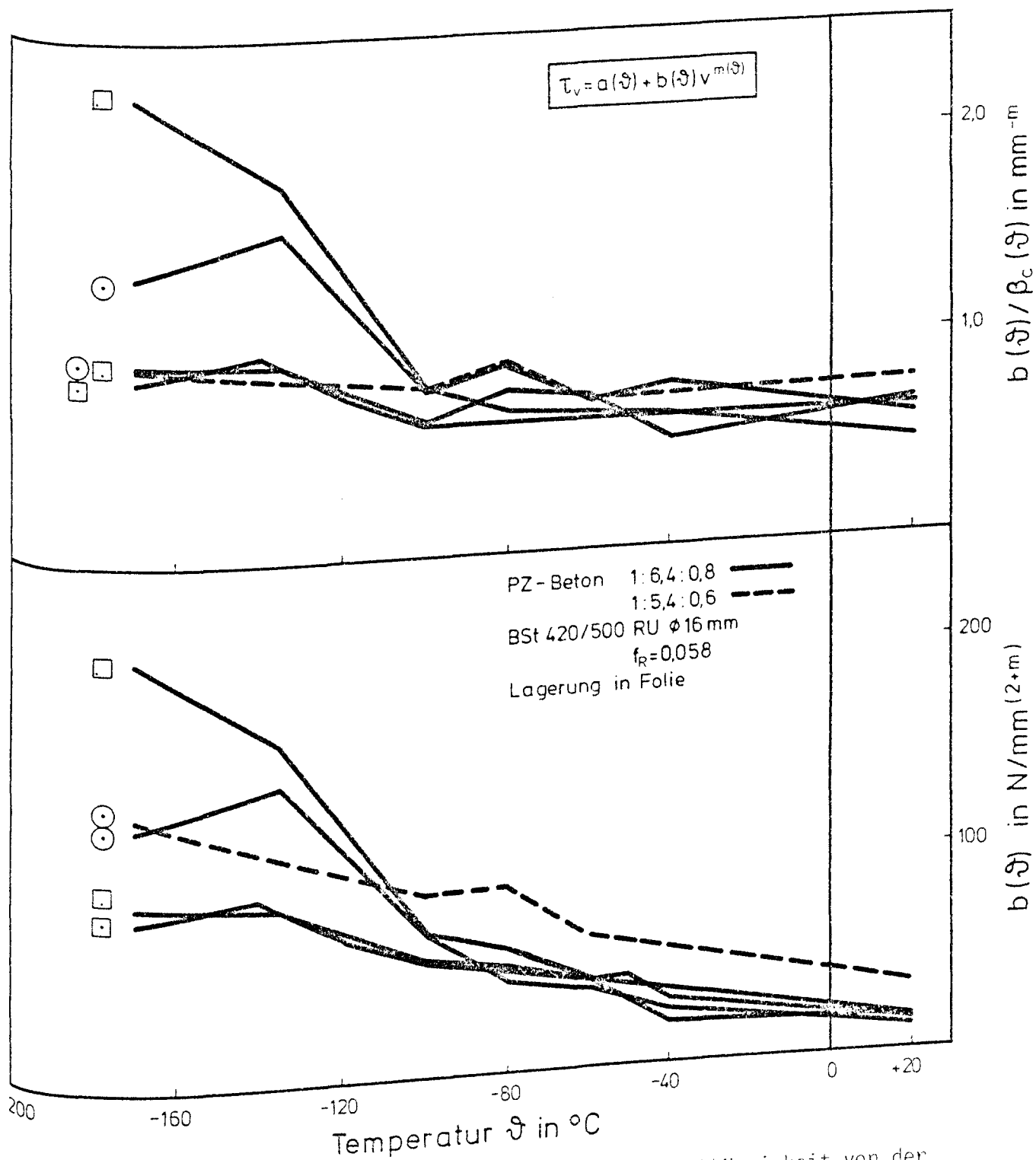


Bild 47 : Koeffizient  $b$  des Verbundgesetzes ( 3 ) in Abhängigkeit von der Temperatur

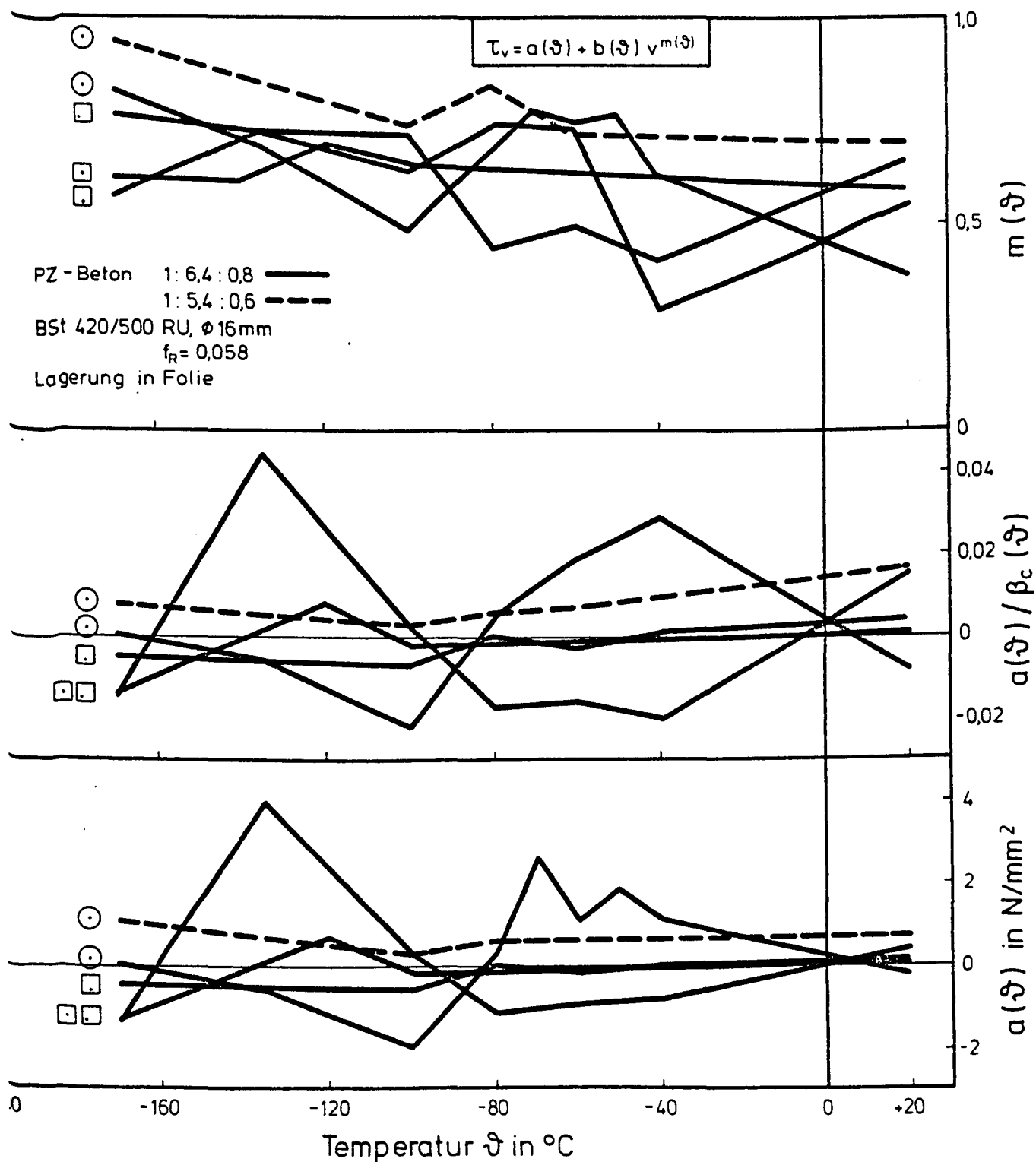


Bild 48 : Koeffizienten  $a$  und  $m$  des Verbundgesetzes ( 3 ) in Abhängigkeit von der Temperatur

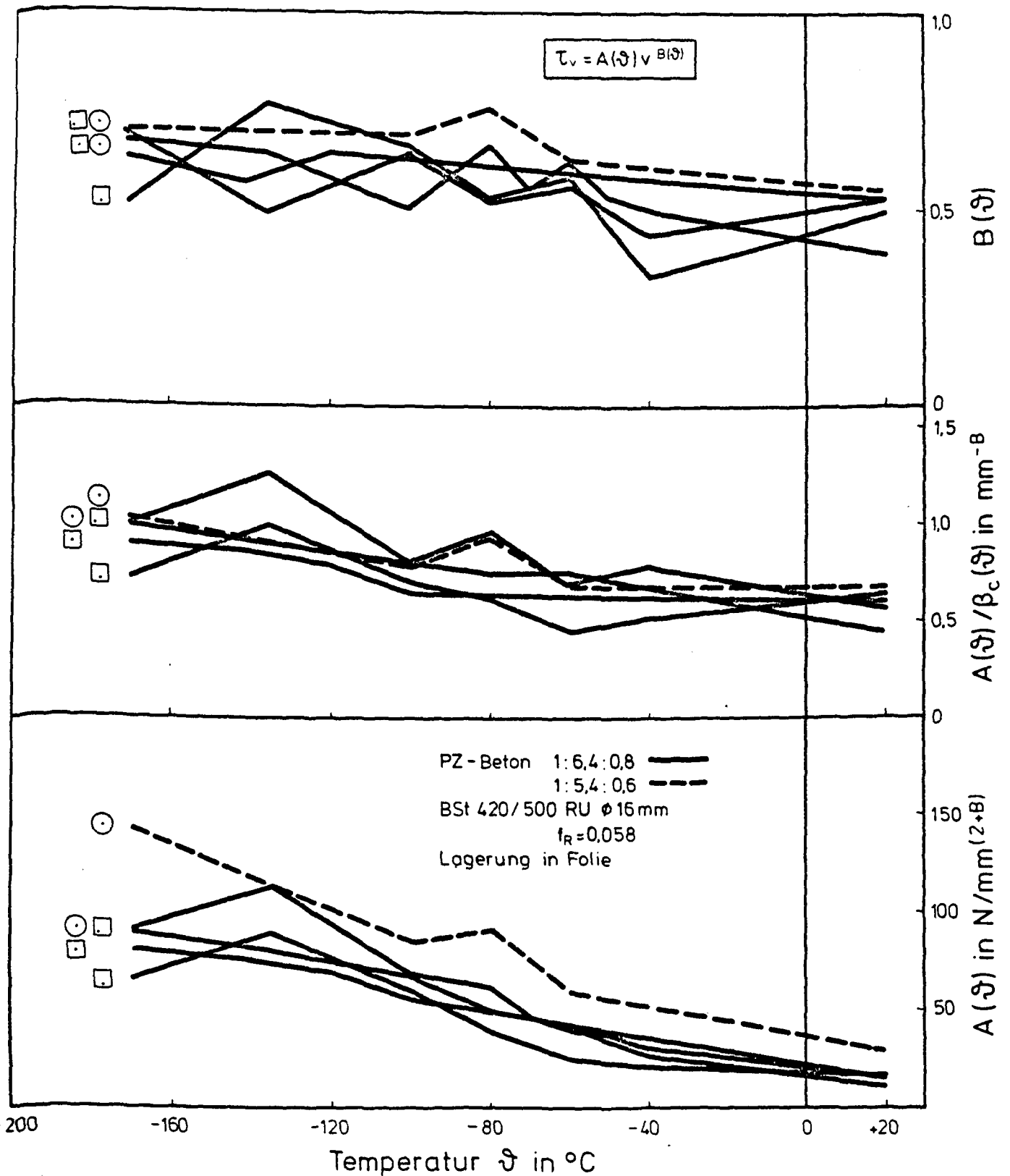


Bild 49 : Koeffizienten des Verbundgesetzes ( 4 ) in Abhängigkeit von der Temperatur

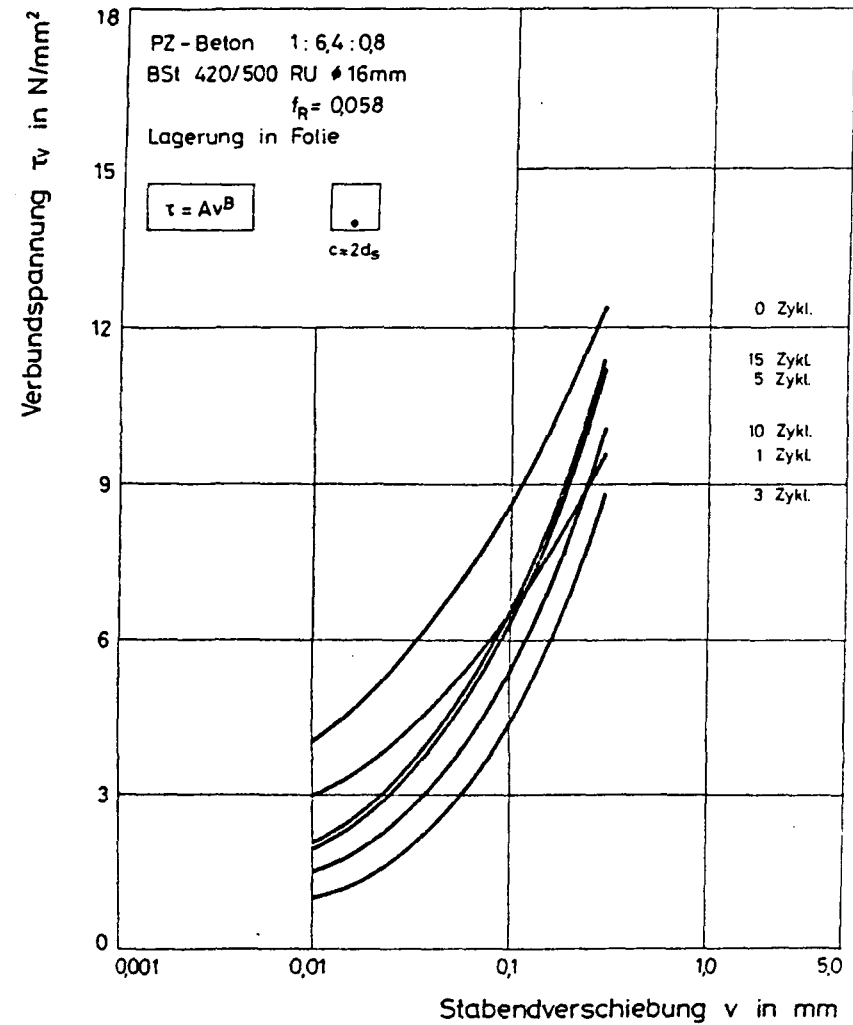
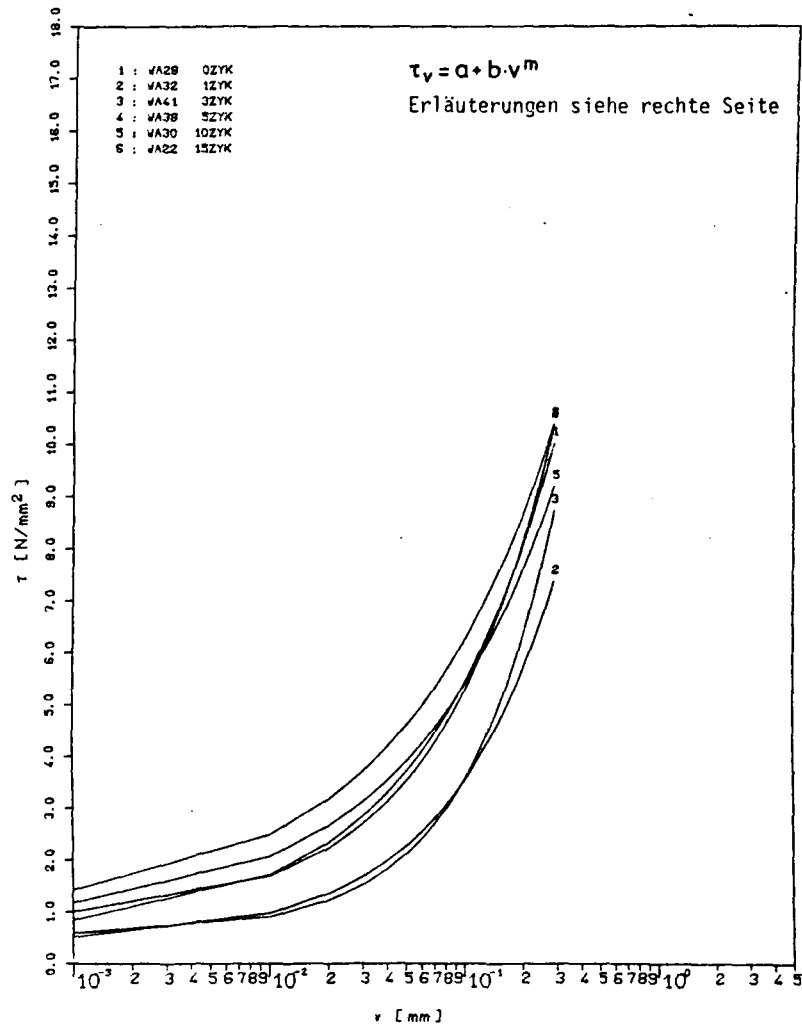


Bild 50 : Analytisch ermittelte  $\tau_v$ - $v$ -Kurven für zyklische Temperaturbeanspruchungen



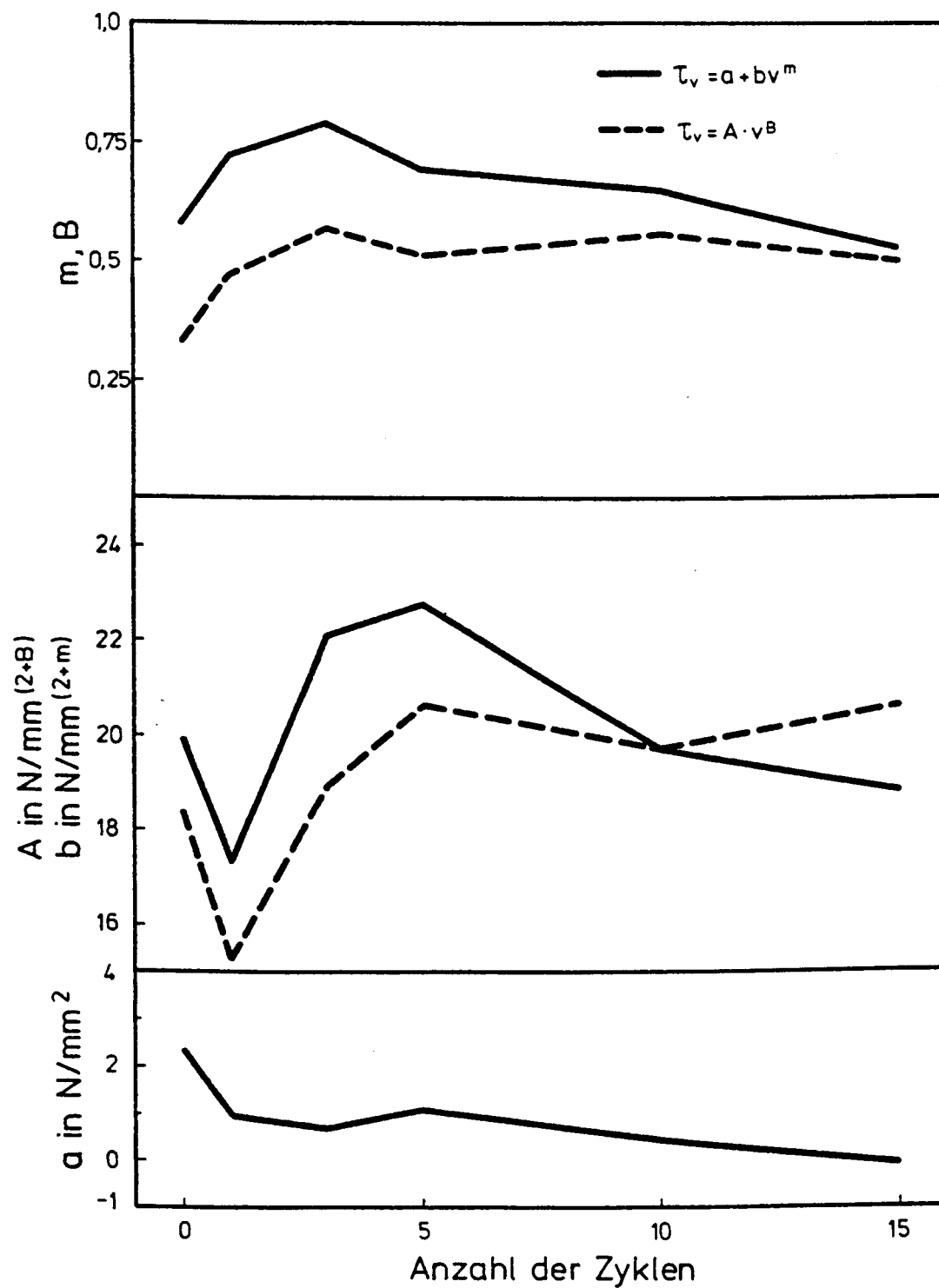


Bild 51 : Koeffizienten der Verbundgesetze ( 3 ) und ( 4 ) in Abhängigkeit von Tieftemperaturzyklen

DBBR : 125/364  
Verof 1 : 0967/1-2

30-0108/3-4